

DER STAHLBAU

SCHRIFTFÜHRUNG: PROF. DR.-ING. DR.-ING. E.H. KLOPPEL, DARMSTADT
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN, BERLIN-WILMERSDORF

Heft 10 — Oktober 1958



**STRASSENBRÜCKE ÜBER DEN TIGRIS
AM SÜDTOR IN BAGDAD (IRAK)
Neue Benennung: QUEEN ALIYAH-BRIDGE**

**Hauptträger: Genietete Vollwand-Voutenträger im
Gerber-System**

Querträger: Geschw. Vollwandträger

**Stahlbetonfahrbahnplatte im Verbund mit Haupt-
und Querträgern**

Montage im Freivorbau von einer Seite

**Breite zwischen den Geländern $3,05 + 12,20 + 3,05 =$
18,30 m**

M·A·N

BRÜCKENBAU

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG AG · WERK GUSTAVSBURG



DEMAG

NORDBRÜCKE DÜSSELDORF

Das System des
seilverspannten Balkens,
das hier zur Anwendung kam,
wurde von uns erstmalig
bei Bauwerken mit ähnlichen
Abmessungen erfolgreich erprobt
und ausgeführt.
Die Erfahrung und das Können
unserer Brückenbau-Fachleute
trug in gemeinschaftlicher Arbeit
zur Vollendung der neuen
Rheinbrücke bei.

(ARBEITSGEMEINSCHAFT)

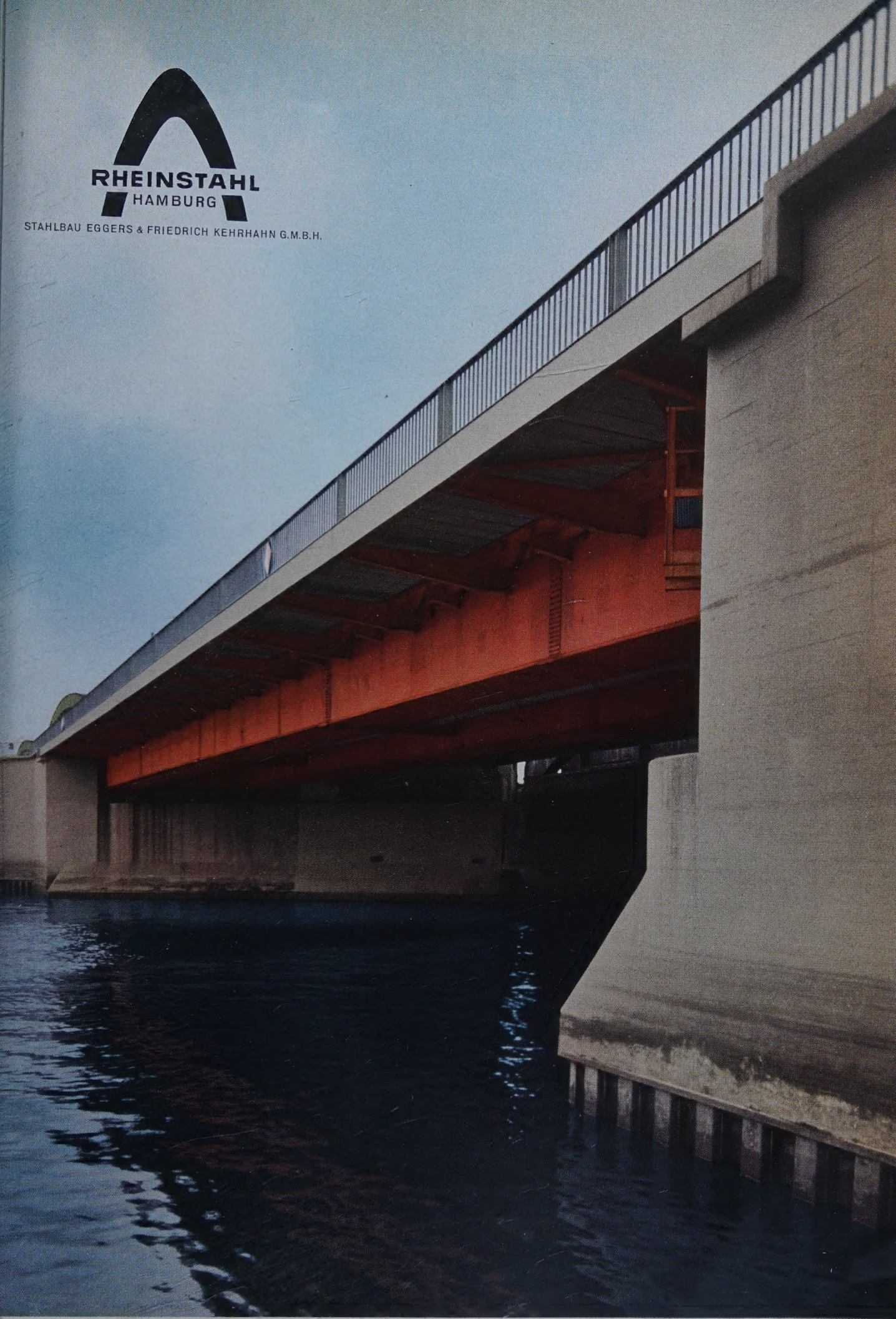


RHEINSTAHL
UNION
BRÜCKENBAU AG.

Norderelbbrücke Hamburg während der Montage



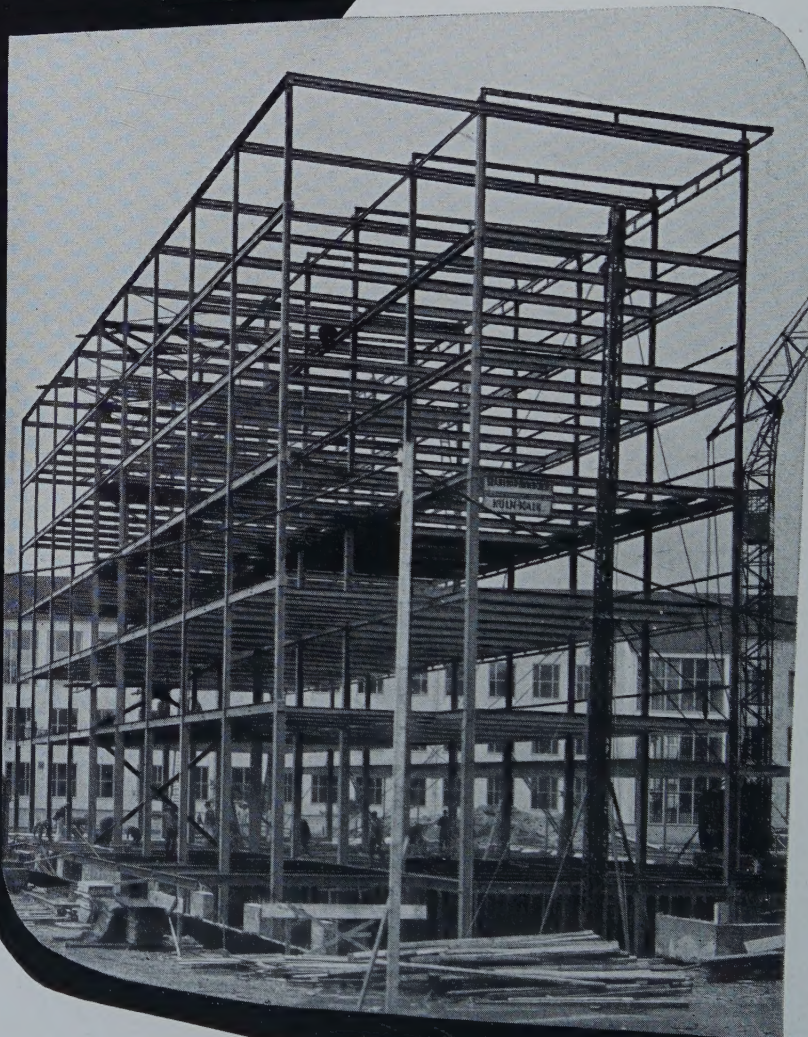
STAHLBAU EGGERS & FRIEDRICH KEHRHAHN G.M.B.H.



STAHLBAU HUMBOLDT

Stahlbauten aller Art

Flugzeughallen
Hochbau
Skelettbau
Behälterbau
Industriebau
Zechenbau
Brückenbau



KLÖCKNER-HUMBOLDT-DEUTZ AG • KÖLN

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel,
Darmstadt, Technische Hochschule

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf
Hohenzollerndamm 169, Ruf: 87 15 56

Jahrgang Berlin, Oktober 1958 Heft 10

Inhalt

Seite

Klöppel, K., Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h., Darmstadt:
50 Jahre Deutscher Ausschuß für Stahlbau 253

rupinski, Hans-Joachim, Dipl.-Ing., Hamburg und Freu-
denberg, Gerhard, Dipl.-Ing., Dortmund: Die neuen
Stahlkonstruktionen der Norderelbbrücke und Bill-
horner Brücke in Hamburg 256

Klöppel, K., Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h., Darmstadt und
Schardt, R., Dipl.-Ing., Darmstadt: Beitrag zur prak-
tischen Ermittlung der Vergleichsschlankheit λ_{vi} von
mittig gedrückten Stäben mit einfach symmetrischem
offenem dünnwandigem Querschnitt 262

ang, Sü-Tsen, Oberingenieur, Shanghai/China und Lie,
Kuo-Hao, Professor Dr.-Ing., Shanghai/China: Die
Wu-Han-Brücke über den Jangtse 271

cheer, J., Dipl.-Ing., Darmstadt: Benutzung programm-
gesteuerter Rechenautomaten für statische Aufgaben,
erläutert am Beispiel der Durchlaufträgerberechnung 275

Bezugsbedingungen

vierteljährlich 7,50 DM (Ausland nur ganzjährlich 30,— DM), Einzelheft
— DM und Zustellgeld. Monatlich ein Heft, Bezugspreis im voraus zahl-
bar. Bestellungen nehmen jede Buchhandlung und jede Postanstalt oder
der Verlag entgegen. Postscheckkonto: Berlin-West 16 88. Abbestellungen
einen Monat vor Schluß des Kalendervierteljahres.

Bestellungen für das Ausland sind zu richten

für Österreich an Rudolf Lechner & Sohn, Wien I/1, Seilerstätte 5,

für die Schweiz an Verlag für Wissenschaft, Technik und Industrie AG.,
Basel, Schützenmattstraße 43,

für Italien an Libreria Commissionaria Sansoni, Firenze, Via Gino
Capponi 26,

für das gesamte übrige Ausland und Übersee an I. R. Maxwell & Co. Ltd.,
London W 1, 4/5 Fitzroy Square.

SOEBEN ERSCIENEN:

Dr.-Ing. Georg Anger

Zehnteilige Einflußlinien für durchlaufende Träger

Band II

Tabellen der Momente, Querkräfte und
Auflegerkräfte für durchlaufende Träger
von 2 bis 5 Felder

bei frei drehbar gelagerten Endstützen
sowie bei einseitiger und bei beidseitiger
Einspannung für gleichförmige Lasten und bei
beliebiger Belastung.

Siebente, erweiterte und verbesserte Auflage

VIII, 276 Seiten, 42 Bilder, Gr. — 8°

Geheftet 37,— DM; Ganzleinen 41,— DM

LIEFERBAR:

Band III

Ordinaten der Einflußlinien
und Momentenkurven durchlaufender Träger
von 2 bis 5 Felder

Achte, erweiterte und verbesserte Auflage

IV, 247 Seiten, 34 Bilder, Gr. — 8°

Geheftet 24,— DM; Ganzleinen 27,— DM

ENDE OKTOBER 1958 ERSCHEINT:

Band I

Formeln zur raschen und genauen Berechnung
von durchlaufenden Trägern bei beliebigen
Felderzahl, beliebigen Stützweiten, beliebigen
Belastung und jeder Art von Auflagebedingungen
über den Endstützen.

Siebente, erweiterte und verbesserte Auflage

VIII, 272 Seiten, 307 Bilder, 29 Tabellen, Gr. — 8°

Geheftet 37,— DM; Ganzleinen 41,— DM

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN · BERLIN

Schriftleitung:

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel, Darmstadt, Technische Hochschule
Fernsprecher: Darmstadt 85 21 45

27. Jahrgang

BERLIN, Oktober 1958

Heft 10

50 Jahre Deutscher Ausschuß für Stahlbau

In dreierlei Hinsicht nimmt der Stahlbau eine Sonderstellung innerhalb der Industrie ein: Einmal ist er als Zweig des Bauwesens an die gesetzlich verankerten „anerkannten Regeln der Baukunst“ gebunden, was sich praktisch darin äußert, daß für jedes seiner Bauwerke mit vorgeschriebenen Belastungen, zulässigen Spannungen und Konstruktionsgrundsätzen ein von der zuständigen Baupolizei genehmigender Standsicherheitsnachweis zu erbringen ist. Die Folge davon ist für den Stahlbauingenieur die bereits vom Entwurf einer Tragkonstruktion an stete Gegenwart der Überlegung, wie ein Bauwerk und Bauteil statisch, festigkeitstechnisch und stabilitätstheoretisch mit Aussicht auf Anerkennung durch die Prüfbehörde berechnet werden kann. Dieser Zwang führt neben materialtechnischen Prüfungen zu Untersuchungen über die Zuverlässigkeit der Übereinstimmung von Berechnung und tatsächlichem Kräftespiel, wozu die Wissenschaft einschließlich Experiment sowie die Erfahrungen aufgerufen sind. Deshalb waren im Bauwesen schon frühzeitig Theorie und Praxis immer eng verbunden.

Zum anderen ist wesentlich, daß der Stahlbauingenieur von altersher diese Sorgen mit den zentralen Baubehörden oder Baupolizeibehörden teilt. Deshalb ist eine zweckentsprechende Zusammenarbeit von Auftraggeber und Auftragnehmer zur Klärung der wissenschaftlichen Grundlagen für das Bauwesen von jeher charakteristisch gewesen.

Schließlich kommt hinzu, daß der Stahlbau für die Prüfung und Anwendung der Grundlagen der Mechanik, wozu Statik, Festigkeitslehre und Stabilitätstheorie gehören, insofern besonders gut geeignet ist, als seine Elemente den theoretischen Voraussetzungen der Theorie sehr nahe kommen, im Gegensatz beispielsweise zu manchen gestaltlich komplizierten Maschinenelementen. Infolgedessen finden wir in den allgemeinen Mechaniklehrbüchern Beispiele aus dem Stahlbau stets vertreten und die Theoretiker bedienen sich dieser Anwendungsbeispiele auch gern bei ihren Experimenten zur Nachprüfung von Theorien. Die Forschung auf dem Gebiet des Stahlbaues lenkt über die Aufmerksamkeit anderer stahlverarbeitender Gebiete in einem weit über seine wirtschaftliche Bedeutung hinausgehenden Maße auch deshalb auf sich, weil ihre Fortschritte durch die Herausgabe entsprechender Vorschriften gewissermaßen amtlich anerkannt werden, so daß man sich darauf auch in anderen Disziplinen mit Recht verlassen und berufen kann. So war die Einführung des Flußstahles in der zweiten Hälfte des vorigen Jahrhunderts nach langem Streit dann entschieden, als die Preußische Eisenbahnverwaltung große Eisenbahnstrombrücken in Flußstahl erbauen ließ. Auch die Einführung der Schweißtechnik im Stahlbau durch die DIN 4100 glich geradezu einer staatlichen Anerkennung dieser Verbindungstechnik, die lange Zeit um Vertrauen und wissenschaftliche Anerkennung warb.

Bei dieser Sachlage ist es verständlich, daß nach der Gründung des Deutschen Stahlbau-Verbandes im Jahre 1904 bereits beabsichtigt wurde, gemeinsam mit den Auftraggebern die Durchführung wissenschaftlicher Versuche mit Stahlbauelementen in Angriff zu nehmen. Schon im Jahre 1908 hatten sich diese vorbereiteten Gespräche, an denen insbesondere Hermann Zimmermann als ständiger Referent im Preußischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten und Vertreter der Verwaltung der Preußisch-Hessischen Staats-Eisenbahnen und Leonhard Seifert als damaliger Vorsitzender des Stahlbau-Verbandes beteiligt waren, zur Gründung des „Ausschusses für Versuche im Stahlbau“ verdichtet, und nur drei Jahre später war bereits von der Stahlbau-Industrie dem Materialprüfungsamt in Dahlem die damals größte (1945 demontierte) hydraulisch betriebene Prüfmaschine mit 3000 t Druck- und 1500 t Zugwirkung zur Verfügung gestellt worden. Den Anlaß hierzu gab insbesondere die Erstellung großer Fachwerkbrücken von dem Ausmaß unserer Rheinbrücken, deren Zuverlässigkeit in erster Linie von der Bemessung und Ausbildung der meist mehrteiligen Stäbe, ihrer Anschlüsse und Stöße für Kräfte von mehr als 1000 t abhängig war. Den Ausschuß leitete der jeweilige Vorsitzende des Deutschen Stahlbau-Verbandes, bis zum Jahre 1935 in der Reihenfolge: Leonhard Seifert, Max Carstanjen, Rudolf Eggers. Die Kosten für die Durchführung der Versuche brachten die Industrie und die Behörden, insbesondere die Verwaltung der Preußisch-Hessischen Eisenbahnen, gemeinsam auf. Es beteiligten sich an diesem Ausschuß für Versuche im Stahlbau auch andere Behörden, wie das Preußische Kultusministerium und das ehemalige Reichsmarineamt. Auch der Stahlwerksverband und der Verein Deutscher Ingenieure unterstützten den Ausschuß.

In der Frühzeit der Arbeiten des Ausschusses beschäftigten ihn vornehmlich Fragen der erzielbaren Größe des Verhältnisses von Konstruktionsfestigkeit genieteter Anschlüsse und Stöße ruhend belasteter Stäbe zur Werkstofffestigkeit. Auf entsprechende Versuchsergebnisse über die in den „grauen Heften“ berichtet wurde, stützten sich die in den einschlägigen Vorschriften festgelegten zulässigen Spannungen und Konstruktionsgrundsätze. In diesem Rahmen entwickelte sich die vom Ausschuß für Versuche im Eisenbau betreute Forschung bis Ende des ersten Weltkrieges. Auf der großen 3000 t-Prüfmaschine in Dahlem wurden überdies, wenn es die ungewöhnliche Größe der Prüfkörper erforderte, auch einzelne Versuche für die Marine und städtische Baubehörden durchgeführt.

Nach dem ersten Weltkrieg interessierten statische Versuche an kontinuierlichen Trägern mit teilweiser Einspannung. Es schlossen sich Plastizitätsversuche mit Durchlaufträgern an, deren Ergebnisse im Sinne des werkstoffsparenden Traglastbemessungsverfahrens in den Berechnungsgrundlagen für den Stahlhochbau ihren Niederschlag fanden. Zu diesem Vorstoß fühlte sich Deutschland in seiner wirtschaftlichen Notlage und Rohstoffarmut besonders berufen. Die 20er Jahre des Stahlbaues waren insbesondere durch die Entwicklung von Stählen höherer Festigkeit, so des höhergeköhlten St 48 und später des schwachlegierten St 52, gekennzeichnet. Mit ihrer Hilfe konnten vor allem weitgespannte Brücken mit geringerem Eigengewicht gebaut, sowie bequemer konstruiert und hergestellt werden, so daß eine effektive Verminderung der Gesamtkosten erzielt wurde. Besonders die Erhöhungen der Verkehrslasten und ihrer Geschwindigkeiten, aber auch die stärkere Beschränkung des Verhältnisses von Bauhöhen zu Spannweiten im Brückenbau räumten den Stählen höherer Festigkeit Vorteile ein. Der Vorsprung, der dieser Entwicklung, die in engster Zusammenarbeit mit der stahlerzeugenden Industrie erfolgte, zu verdanken war, brachte unserem Brückenbau auch bei internationalen Wettbewerben Erfolge.

In dieser Zeit waren theoretische Fragen der Stabknickung ebenfalls noch nicht genügend geklärt. So war die uns heute schon selbstverständlich gewordene Trennung derartiger Probleme in Verzweigungsprobleme einerseits und Spannungsprobleme II. Ordnung

andererseits häufig noch umstritten, so daß man bei den für die damaligen Verhältnisse ungewöhnlich zahlreichen Veröffentlichungen dieser Art häufig aneinander vorbei diskutierte. Aber auch die angestrebte bessere Ausnutzung des Stahles zwang zu einer grundsätzlichen Klärung der Stabknickung. Zu diesem Zweck beschloß der Ausschuß für Versuche im Stahlbau umfassende Versuchsreihen, in die bereits der neue St 52 einbezogen werden konnte, womit gegenüber früheren derartigen Versuchen, beispielsweise den bekannten Versuchen von v. Kármán, die Erfassung des Einflusses der Fließ- und Proportionalitätsgrenze einen wesentlichen Fortschritt brachte. Dies in Dahlem durchgeführten Versuche zeichneten sich durch eine bis dahin auf diesem Gebiet nirgends erreichte Akribie aus, was durch die Fehlerhebelkorrektur von Hermann Zimmermann im Sinne des heute bekannten Stabilitätskriteriums für Verzweigungsprobleme ($\delta \Pi_i = \delta \Pi_a = 0$) ermöglicht wurde. Für beide Stahlsorten lieferten die Versuche die Bestätigung der Euler-Hyperbel und der Engesser-Kármán-Linie im Knickspannungs-Schlankheits-Diagramm. Eine grundsätzliche Änderung der Knickvorschriften für Stahlbrücken war nicht erforderlich. Es ergab sich lediglich eine rechnerisch-formale Änderung durch Einführung des ω -Verfahrens. In späteren Jahren konnte aber bei der Einführung eines wirklichkeitsgetreueren Verlaufes der Knickspannungslinie im Bereich der mittelschlanken Stäbe auf diese Versuche mit Erfolg zurückgegriffen werden.

Am Ende der 20er Jahre standen wieder zwei Probleme im Vordergrund: die Dauerfestigkeit der Stahlkonstruktionen und die Einführung der Schweißtechnik im Stahlbau. Es wurden hierfür Unterausschüsse gebildet und auch Fachausschüsse beim Deutschen Normenausschuß. Zur Dauerfestigkeitsforschung, die seit Wöhler und Bauschinger, also seit Jahrzehnten unterbrochen war — in der langen Ära Carl von Bachs fanden fast keine Dauerversuche statt —, zwangen Dauerbrüche schnellend beanspruchter Stäbe in Eisenbahnbrücken. Wohl wurden bisher auf Wechselfestigkeit beanspruchte Fachwerkstäbe unter Berücksichtigung der Dauerfestigkeit dimensioniert, schnellend beanspruchte Stäbe jedoch nicht. Die Materialprüfanstalt Stuttgart leistete die ersten Vorarbeiten mit behelfsmäßigen Prüfmaschinen. Um dieser Sorgen auf breiter Basis und schnell Herr zu werden, bedurfte es besonderer Pulsatoren als Prüfmaschinen. Diese waren aber auf dem einschlägigen deutschen Maschinenmarkt noch gar nicht erhältlich. Reichsbahn und Stahlbau-Verband entschlossen sich dennoch zur Bestellung solcher, erst zu entwickelnden Prüfmaschinen. Nach etwa einem Jahr konnten dann an drei Versuchsanstalten die ungewöhnlich umfangreichen systematischen Dauerversuche mit vollen, gelochten und genieteten Stäben begonnen werden.

Parallel hierzu liefen auch statische Versuche mit geschweißten Stahlbauelementen. Auf diesen Ergebnissen baute die DIN 4102 als erste baupolizeiliche Schweißvorschrift auf. Es handelte sich in erster Linie um Traglastversuche, von denen die Dresdner Versuchsreihe besonders bekannt geworden ist. Zu Beginn der 30er Jahre war der Fortschritt der Stahlbauvorschriften von Versuchsergebnissen in einem noch nie gekannten Maße abhängig geworden. Soweit es sich um schweißtechnische Probleme handelte, waren auch andere stahlverarbeitende Gebiete an Versuchen interessiert, so daß die ersten systematischen und sehr aufschlußreichen Dauerversuche mit geschweißten Anschlüssen (Stumpfnähte, Laschenstöße, Kreuznähte) unter dem Kennwort „Kuratoriumsversuche des Vereins Deutscher Ingenieure“ durchgeführt wurden. Die Leitung lag in Händen von Geheimrat Schaper. Da die Pulsatoren noch nicht zur Verfügung standen, mußten hierfür in Dahlem und Dresden sogenannte Schwingbrücken benutzt werden; das waren etwa 12 m weitgespannte parallelgurtige als Einzelbalken gelagerte Fachwerkbrücken, die durch ein auf den Obergurten mittig befestigten Losenhausenschwinger (Untwucht) vertikal belastet wurden. An Stelle der mittleren Untergurtstäbe wurde der jeweilige Prüfstab eingesetzt. Mit diesen Grundlagen konnte man sich schon an die Bearbeitung von verschiedenen Berechnungsregeln zur Dimensionierung von dauerbeanspruchten Stabanschlüssen und Stoßverbindungen heranwagen.

Inzwischen standen die ersten Ergebnisse der vorerwähnten Dauerversuche mit vollen, gelochten und genieteten Stäben zur Verfügung. Sie bildeten die Grundlage der Neubearbeitung der BE im Jahre 1932. Danach war nun grundsätzlich die Bemessung auf Dauerfestigkeit im Eisenbahnstahlbrückenbau eingeführt. Diese Versuche bestätigten, daß der St 52 dem St 37 als Werkstoff für wechselnd und stark schnellend beanspruchte Konstruktionselemente nur wenig überlegen ist. Andererseits zeigte sich, daß die Bedeutung des St 52 für den Stahlbau auf dem ihm ursprünglich zugedachten Anwendungsgebiet, insbesondere bei Wirkung großer Vorlasten nach Maßgabe seiner höheren Fließgrenze doch erhalten blieb. Die Pulsatoren standen nunmehr den weiteren Forschungen auf dem Gebiet der Schweißtechnik einschließlich Biegeversuchen und für die Beurteilung des Einflusses der Kleinformgebung geschweißter Anschlüsse auf deren Schweißfestigkeit zur Verfügung. In diese Zeit fällt auch die Durchführung von Knickversuchen an mehrteiligen Druckstäben mit Betonkern, sowie eine Versuchsgruppe, die bei der Einführung der DIN 4102 über die Feuerwiderstandsfähigkeit von Stahlbauteilen Pate gestanden hat: Brandversuche an verschiedenartig ummantelten, belasteten Stahlstützen in einem vom Deutschen Stahlbau-Verband eigens zu diesem Zweck in Dahlem erbauten Brandhaus. Aus diesen, mit großen finanziellen Mitteln durchgeführten Versuchen entstand der Begriff „feuerbeständig“ als eine für den Stahlskelettbau bei Einführung der Luftschutzbestimmungen lebenswichtige Stufe zwischen feuerhemmend und hochfeuerbeständig. Gerade in jüngster Zeit zeigte sich im Stahlbau die Bedeutung solcher Untersuchungen wieder sehr eindruckend, die in den 30er Jahren auf breiter Grundlage durchgeführt wurden, leider aber in wissenschaftlichen Kreisen oft nur geringes Interesse fanden.

Für die Herausgabe unserer heutigen Windbelastungsvorschriften sind im aerodynamischen Institut der Universität Göttingen grundsätzliche Windkanalversuche durchgeführt worden, die ebenfalls zum Aufgabenbereich des Ausschusses gehörten und von dem Deutschen Stahlbau-Verband sowie der damaligen Reichsbahn weitgehend finanziert wurden.

Immer kürzer wurde der Weg zwischen Forschungsergebnis und dessen Verwertung für Vorschriftenänderungen, so daß sich auch eine immer engere Zusammenarbeit zwischen Vertretern der Wissenschaft, der zentralen Baubehörden und der Industrie entwickelte, die der Rahmen des Ausschusses für Versuche im Stahlbau nicht mehr gewachsen sein konnte. Da auch einer zu großen Zersplitterung dieser Arbeiten in einzelne Ausschüsse bei dem gerade damals immer mehr anwachsenden Arbeitsbereich im Interesse der Erhaltung des Gesamtüberblickes vorgebeugt werden mußte, bot sich die Umgründung des „Ausschusses für Versuche im Stahlbau“ in den „Deutschen Ausschuß für Stahlbau“ an, und zwar mit erweitertem Aufgabenbereich bezüglich der Vorschriftenbearbeitung analog dem Deutschen Ausschuß für Eisenbeton. Am 3. Dezember 1935 fand im Sitzungssaal des Reichsverkehrsministeriums, Berlin, unter Leitung seines ersten Vorsitzenden, Geheimrat Schaper, die Gründungssitzung des „Deutschen Ausschusses für Stahlbau“ statt. Die Geschäftsstelle blieb im Arbeitsbereich des Deutschen Stahlbau-Verbandes. Außer der Deutschen Reichsbahn beteiligten sich an diesem Ausschuß das Reichsverkehrsministerium, das Reichsministerium für Luftfahrt, das Reichskriegsministerium, das Preussische Finanzministerium, die Zentrale der Berliner Baupolizei, Vertreter von Hochschulen und Materialprüfungsämtern, der Deutsche Normenausschuß, der Verein Beratender Ingenieure, der Deutsche Stahlbau-Verband mit den Vertretern der Stahlbauindustrie und die Reichsautobahnen. Als erste sehr wichtige Aufgabe wurde dem Ausschuß die Bearbeitung der Vorschriften für geschweißte Straßenbrücken zugewiesen. Damit seine Arbeiten im Bedarfsfalle als DIN-Blätter in Kraft gesetzt werden konnten, erhielt der Ausschuß die Befugnisse eines Fachnormenausschusses für den Stahlbau im Deutschen Normenausschuß. Im personellen Zusammenhang mit ihm standen auch der sogenannte „Knickausschuß“ und der Ausschuß für die Bearbeitung der DIN 1050 (Berechnungsgrundlagen für den Stahlbau) sowie der Ausschuß für feuerschutztechnische Belange des Stahlbaues, dem in erster Linie Feuerwehingenieure angehörten.

Immer noch beanspruchte die Förderung der Schweißtechnik im Stahlbau das Hauptinteresse der Fachwelt. Hierzu lieferten Stuttgarter Wechselfestigkeitsversuche wesentliche Beiträge, nachdem auf den mehrfach erwähnten Pulsatoren nur Schwellfestigkeitsversuche

durchgeführt werden konnten. Die Beschaffung einer solchen Wechselfestigkeits-Prüfmaschine war für die Forschungsmittel der Reichsbahn und des Deutschen Stahlbau-Verbandes eine finanzielle Kraftanstrengung ersten Ranges. Auf dieser Maschine, deren höchste Laststufe bis 200 t reichte, konnten auch größere Nietanschlüsse geprüft werden. Es galt, den Einfluß unterschiedlich behandelter Zusammenbauflächen, verschiedener Nietverfahren und des Verhältnisses von Lochleibungsspannung zu Scherspannung auf die Dauerfestigkeit zu untersuchen. Immer in dem Bestreben, eine noch bessere Ausnutzung des Stahles verantworten zu können, in Karlsruhe wurden ergänzend langsam laufende Dauerversuche mit größeren ein- und zweischnittigen Stabanschlüssen zum Studium des Einflusses verschiedenartiger Bildfehler durchgeführt. Nachdem die deutsche Maschinenindustrie Pulsatoren auf den Markt gebracht hatte, entwickelte sich die Dauerfestigkeitsforschung auch im Maschinenbau und im Flugzeugbau außerordentlich rasch, so daß auch Querverbindungen zwischen dem Deutschen Ausschuß für Stahlbau und anderen Gremien gepflegt wurden. Insbesondere hat der damalige Fachausschuß der Schweißtechnik im DIN diese Querverbindung mit großem Erfolg gefördert. Hier vereinigte das Interesse an der Schweißtechnik die Vertreter nahezu aller stahlverarbeitenden Gebiete sowie der stahlerzeugenden Industrie und der einschlägigen Industrie im Bereich der Elektrotechnik und der Chemie. Heute künden die großen Veranstaltungen des Deutschen Verbandes für Schweißtechnik von deren überaus starker Wirkung als Generalienner fast der gesamten Technik. Mitte der 30er Jahre konnte in Deutschland die Anwendung der Schweißtechnik im Stahlbau in Großbauten wie der Rügendammbrücke bewundert werden. An rahmenartigen Schweißkonstruktionen in Originalgröße wurden im elastischen Bereich genaue Spannungsmessungen durchgeführt. Der Internationale Kongreß für Brückenbau und Hochbau im Jahre 1936 stand mit seinen Berliner Veranstaltungen im Zeichen dieses Fortschrittes. Diese Erfolgsschwingung unterbrachen plötzliche Sprödbüche in Stützen geschweißter vollwandiger Brücken, die ihre endgültige Belastung zum Zeitpunkt des Bruches noch gar nicht zu übertragen hatten. Dieses überraschende Sprödbuchproblem lenkte die Aufmerksamkeit der gesamten an der Schweißtechnik interessierten Kreise auf sich. Der Deutsche Ausschuß für Stahlbau bildete den Schwerpunkt dieses Interessenkreises und führte zur Aufklärung des Phänomens schnellstens mit ungewöhnlich großen Mitteln umfangreiche Versuche verschiedenster Art durch, um diesen Rückschlag durch neue Erkenntnisse baldigst zu überwinden. Wie so oft in der Entwicklung des Bauwesens hatte uns die Natur eindringlich belehrt und zum Bewußtsein gebracht, daß menschliche Phantasie trotz aller Versuchspraxis und theoretischen Bemühungen nicht ausreicht, solchen Schadensfällen zuvorzukommen. In diesem umfassenden und wider Erwarten auch heute noch nicht abgeschlossenen Forschungsbereich offenbarte sich vor allem die enge Verflechtung von Konstruktion und Werkstoffmechanik. Es genügt nicht mehr, daß sich der Konstrukteur in herkömmlicher Weise mit einigen Versuchswerten, die ihm die Materialprüfungsämter oder die stahlerzeugende Industrie liefert, zufrieden gibt. Er muß selbst mit Anregungen zu neuen Versuchen werkstoffmechanischer Art dienen und von seinen statischen und festigkeitstechnischen Grundlagen aus diesen Versuchsergebnissen Sinn verleihen. Der Aufwand an Zeit, Geld und Forschungskräften war für die Klärung des Sprödbuchproblems — wofür die Kommerzielle Aufschweißbiegeprobe und die Mehrachsigkeit des durch Schweißspannungen verursachten Spannungszustandes mit starker Fließbehinderung in den Nahtbereichen stellvertretend genannt werden können — groß genug, um uns Erfahrungen zu vermitteln, die vor neuen Schäden bei weiterer Anwendung der Schweißtechnik schützten. Es blieben uns infolgedessen auch im Schiffbau Rückschläge erspart, wie sie beispielsweise die USA durch den Untergang zahlreicher Liberty-Schiffe überrascht haben und nach dem Krieg zur gleichartigen Forschung in großem Rahmen veranlaßten.

Nach dem Ableben von Geheimrat Schaper im Jahre 1942 übernahm interimistisch Geheimrat Hertwig für kurze Zeit die Leitung des Ausschusses für Versuche im Stahlbau. Nach dem zweiten Weltkrieg bis zum Jahr 1957 lag die Leitung in den Händen von Ministerialdirigent Dr.-Ing. E. h. Eugen Ernst und seitdem führt Ministerialrat Dipl.-Ing. Friedrich Lemmerhold von der Hauptverwaltung der Deutschen Bundesbahn diesen Ausschuß.

Auch im letzten Jahrzehnt stand noch immer das Sprödbuchproblem, das wiederum gemeinsam mit anderen stahlverarbeitenden Gebieten und insbesondere mit der stahlerzeugenden Industrie gefördert wurde, im Vordergrund des Interesses. Die gewonnenen Erkenntnisse waren für den Stahlbau auch insofern neuartig, als nunmehr zur Beurteilung des Sprödbuchproblems Einflüsse, Begriffe und Prüfwerte eine Rolle spielten, um die er sich bisher nicht zu kümmern brauchte. So kamen unter anderem zur Geltung: der Kerbschlagversuch zur Bestimmung der Übergangstemperatur, der Einfluß der Blechdicke, der Kälte, der Kaltbearbeitung, der Alterung, des Sekundärkornes, der Gefahrenklasse. Der Ausschuß gab in diesem Zusammenhang Empfehlungen zur Beurteilung der Eignung von Stählen für geschweißte Konstruktionen heraus. Der Konstrukteur wird sein eigener Werkstofffachmann!

Den herstellungstechnischen und konstruktiven Fortschritten entsprechend wurden in den letzten Jahren erneut geschweißte Stahlanschlüsse und andere Konstruktionselemente nach dem vollständigen Dauerfestigkeitsdiagramm geprüft, wodurch nunmehr auch der Fachwerkbrückenbau in immer stärkerem Maße der Anwendung der Schweißtechnik erschlossen werden konnte. Es ließen sich die zulässigen Spannungen nicht unbeträchtlich erhöhen und Eisenbahnfachwerkbrücken mit vollständig stumpfgeschweißten Gurtstäben ausführen. Die Ergebnisse dieser Versuche, die seit 1953 laufen und heute noch nicht abgeschlossen sind, lassen aber auch deutlich die Grenze der Ausnutzung mancher geschweißten Bauelemente erkennen. In Anbetracht der Bedeutung, die der statistische Charakter der Dauerbeanspruchung eines Baugliedes einer Brücke für die Wahl der zulässigen Spannung besitzt, ist diese Forschung auch unter Einbeziehung der sogenannten Schadenslinie und der Betriebsfestigkeit weiter verfolgt worden, womit erreicht wird, daß nicht alle von einer Brücke aufzunehmenden Lastspiele bei dem Vergleich mit der jeweiligen Dauerfestigkeit nach der Wöhlerlinie zugeordneten Lastspielanzahl berücksichtigt zu werden brauchen. Damit schließt sich auch immer mehr die oft erörterte Lücke zwischen Dauerversuchsergebnissen und Erfahrungen mit dauerbeanspruchten Tragwerken. Die damit ermöglichte stärkere Differenzierung der Bemessung auf Dauerfestigkeit wird ebenfalls der besseren Ausnutzung des Stahles zugute kommen, aber auch klar erkennen lassen, wo Prophylaxen notwendig sind. Der umfangreichen Neubearbeitung von Vorschriften für den Eisenbahnbrückenbau standen die neuen Forschungsergebnisse schon weitgehend zur Verfügung.

Die Zusammenfassung der stabilitätstheoretischen Bemessungsfragen für alle Verwendungsgebiete der Stahlbauweise in der DIN 114 (Knicken, Kippen, Beulen) führte auch zu einer Reihe von Untersuchungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, beispielsweise der experimentellen Nachprüfung der Schubbeulung von Stegblechen. Auf diesem Gebiet bestand auch eine enge Verwandtschaft mit der gleichartigen Entwicklung des Flugzeugbaues, bezüglich der Beulung von ausgesteiften Blechen auch mit dem Schiffbau. Zu den Stabilitätsuntersuchungen gehören auch Bemühungen um zeitsparende Bemessungen von Stäben auf Drillknicken. Hier konnten bei der Auswertung der durch gute Übereinstimmung mit der Theorie erfreuenden Versuchsergebnisse auch schon die Vorteile der elektronischen Rechenmaschine ausgenutzt werden. Das gleiche gilt für den mit Mitteln des Bundeswirtschaftsministeriums durchgeführten Untersuchungen des Kippens von Rahmenecken und Bögen. Der Deutsche Ausschuß für Stahlbau hat auch die umfangreichen Versuche zur Bemessung von Stahlrohren mit Betonkern finanziert und damit die Grundlagen für Bemessungsformeln ermöglicht. Über das Bundeswirtschaftsministerium konnten auch noch eine Versuchsreihe mit Kontaktstößen begonnen und Windkanalversuche zum Studium der Flatterwirkung an Hängebrücken durchgeführt werden. Die Verwendung kaltgereckter Stähle mit höheren zulässigen Spannungen als für den Ausgangswerkstoff — in der Praxis auf Teilgebieten schon verwirklicht — ist Gegenstand einer besonderen Forschungsrichtung.

Die für den neuzeitlichen Brückenbau charakteristische Heranziehung der Fahrbahn zum tragenden Querschnitt des Überbaues ist durch die großzügigen Versuche des Ausschusses zur Klärung der Bemessungsfragen von Verbundbrücken entscheidend gefördert worden. Im gleichen Zusammenhang sind statische und Dauerversuche mit orthotropen Platten zu nennen. Hier zeigte sich auch die wachsende Bedeutung von Traglastversuchen in Abhängigkeit von Tragsystemen sowie von vorgespannten Systemen.

dem Bau der ersten Elbbrücke im Jahre 1887 eine Drehbrücke errichtet worden, die beim Umbau im Jahre 1928 abgebrochen wurde. Seit dieser Zeit wird der Oberhafenkanal von zwei schiefen Stabbogenbrücken mit etwa 30 m Stützweite überspannt. Die Tragfähigkeit dieser Brücken entspricht etwa der Brückenklasse 45.

Planung der Brückenverbreiterung

Sowohl die den heutigen Verkehrslasten nicht mehr genügende geringe Tragfähigkeit der Norderelbbrücke als auch die für einen täglichen Verkehr von nahezu 60 000 Kraftfahrzeugen und vielen Straßenbahnen bei weitem nicht mehr ausreichende Fahrbahnbreite von nur rd. 7 m je Brückenzug stellten die Freien und Hansestadt Hamburg nach dem zweiten Weltkrieg und der Währungsreform von Jahr zu Jahr dringender vor die Notwendigkeit, durch eine Verbreiterung der Norderelbbrücke bessere Verkehrsverhältnisse zu schaffen, um so mehr, als die Norderelbbrücke der einzige günstig liegende und zugleich leistungsfähige Elbübergang der Bundesrepublik ist, wenn man von der Lauenburger Elbbrücke und von der Straßenbrücke am Hamburger Freihafen sowie von dem veralteten Elbtunnel zwischen St. Pauli und Finkenwerder absieht, die nur von lokaler Bedeutung sind.

Zur grundlegenden Verbesserung dieses Elbüberganges und Beseitigung des nicht mehr erträglichen Engpasses entschloß sich die Baubehörde der Freien und Hansestadt Hamburg nach eingehender Prüfung und Untersuchung der gegebenen und künftig zu erwartenden Verkehrssituation im Jahre 1955 zu einer Verbreiterung der Norderelbbrücke und der nördlich anschließenden Billhorner Brücke durch je einen stromaufwärts unmittelbar neben den bestehenden Brücken zu errichtenden dritten Brückenzug mit entsprechenden Anschlüssen an das nördliche innerstädtische und an das südlich der Norderelbbrücke bereits gut ausgebaute Straßennetz. Dieser neue östliche Brückenzug nimmt den stadteinwärts gerichteten Kraftfahrzeugverkehr auf; die bisher östlichen, nunmehr mittleren Brücken sollen künftig allein dem Straßenbahnverkehr und die westlichen Brücken dem stadtauswärts nach Süden und Westen fließenden Kraftfahrzeugverkehr zur Verfügung stehen.

Zur Durchführung dieses Erweiterungsprogramms sind nach dem Neubau des dritten (östlichen) Brückenzuges der Norderelbbrücke die jetzt mittleren Überbauten aus dem Jahre 1929 auf die Fahrbahnhöhe der neuen Überbauten anzuheben und neue Stahlportale auf den Widerlagern einzubauen. Hiernach, etwa im Winter 1958/59, werden die alten Überbauten aus dem Jahre 1887 demontiert und durch eine neue Deckbrücke ersetzt werden, die wie der dritte ostwärtige Brückenzug ausgebildet wird.

Die einzelnen Bauzustände, die zum Erreichen des Endzustandes des Gesamtbauwerkes unter Aufrechterhaltung des starken Verkehrs nötig sind, sind im Bild 3 dargestellt. Der künftig dreigeteilte Gesamtquerschnitt der Norderelbbrücke und sinngemäß der Billhorner Brücke ist erkennbar.

Im endgültigen Ausbauzustand weisen die beiden äußeren Brücken Fahrbahnen für den Kraftfahrzeugverkehr von je 9 m Breite, jeweils nach außen anschließend 3 m breite Radwege und 3 m breite Fußwege auf. Der mittlere Brückenzug für die Straßenbahnen wird zwischen den Schrammborden 7 m breit, das entspricht der früheren Fahrbahnbreite. Die Ge-



Bild 2. Die Norderelbbrücke vor dem Umbau

samtnutzbreite der Norderelbbrücke nach dem abgeschlossenen Umbau wird also 37 m betragen.

Alle Tiefbau-, Stahlbau- und Straßenarbeiten sollen innerhalb 4 1/2 Jahren, vom Frühjahr 1956 bis Herbst 1960, abgewickelt werden.

Auf der Grundlage dieses Bauprogramms schrieb die Baubehörde der Freien und Hansestadt Hamburg im August 1955 einen Wettbewerb zur Erlangung entsprechender Brückenentwürfe aus. Nach Prüfung und Beurteilung der von sieben Planungsgruppen eingereichten Vorschläge durch einen Gutachterausschuß entschied sich die Baubehörde für eine Ausführung der Brückenüberbauten nach dem Entwurf der Rheinstahl UNION Brückenbau-AG, d. h. für eine Ausführung der neuen Überbauten der Norderelbbrücke und der Billhorner Brücke als Deckbrücken gleichen Querschnitts mit

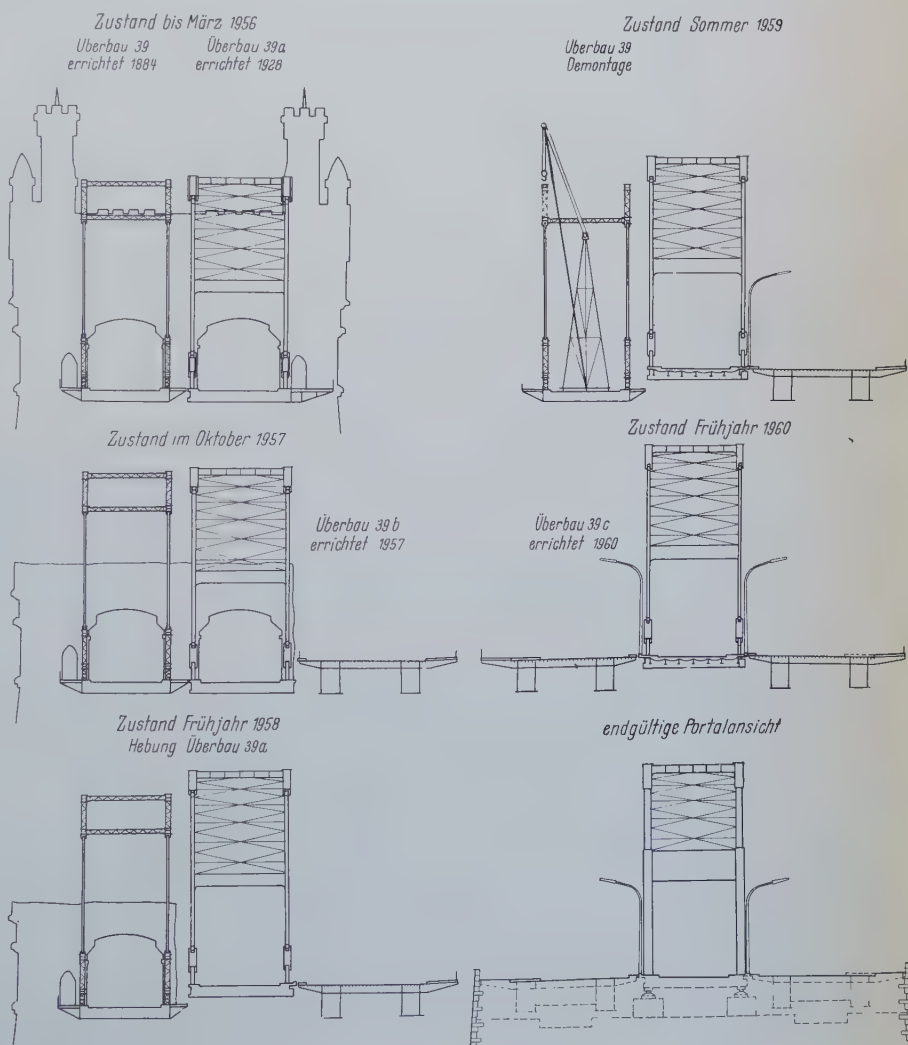


Bild 3. Darstellung der Bauzustände für die Verbreiterung der Norderelbbrücke

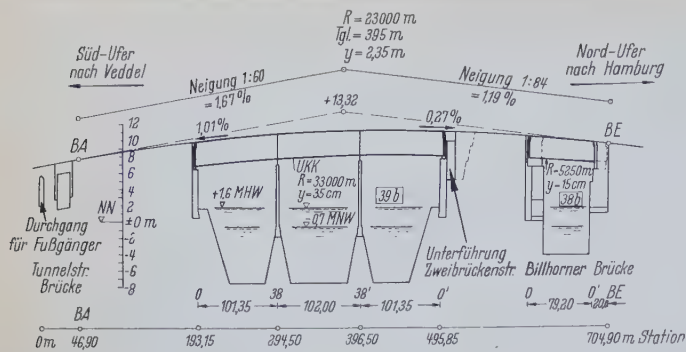


Bild 4. Die neue Gradiente der Norderelbbrücke und Billhorner Brücke

je zwei als Kastenträger ausgebildeten Hauptträgern und durchgehender stählerner Fahrbahn (Bild 5).

4. Die Hauptabmessungen des Überbaues 39 b der Norderelbbrücke

Die neuen stählernen Überbauten überspannen die Norderelbe als Durchlaufträger mit Stützweiten von 101,35 — 102,00 — 101,35 m senkrecht zur Stromrichtung. Diese Abmessungen und die Lage waren durch die bestehenden Brückenbauwerke vorgegeben.

Die Bauhöhe in der Straßenachse, d. h. in der Mitte der 9-m-Spur, beträgt an den Widerlagern 2,97 m und steigt zur Brückenmitte

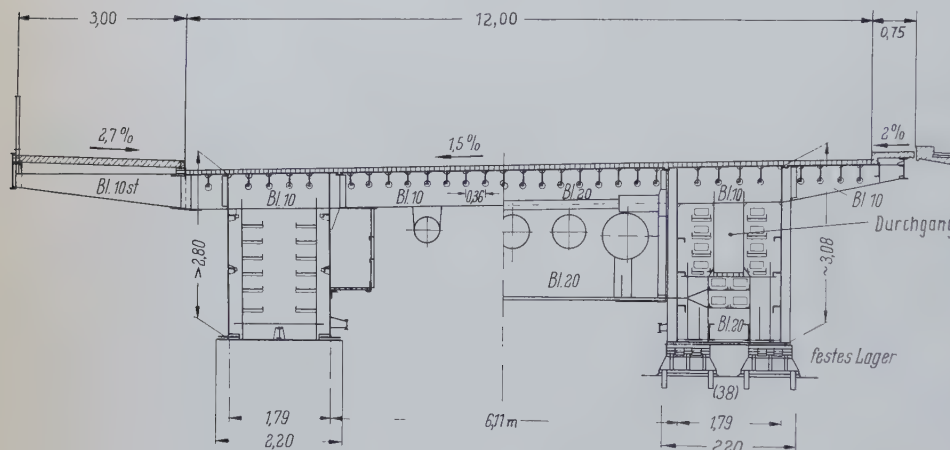


Bild 5. Querschnitt des Überbaues 39b, errichtet 1957

auf 3,10 m. Der Untergurt der Konstruktion hat auf der ganzen Brückenlänge einen Stich von 350 mm, die Fahrbahn — der Gradienten folgend — einen Stich von 504 mm. Das Verhältnis Bauhöhe zu Stützweite ist 1 : 33. Die Straßengradienten steigt von der Südseite aus, erreicht ihren Scheitelpunkt etwa am nördlichen Strompfeiler und fällt dann in Richtung Innenstadt bis zum Billhorner Röhrendamm; sie ist mit einem Radius von $R = 23\,000\text{ m}$ ausgerundet. Um den Überbau symmetrisch zu gestalten, ist dieser auf dem Nordwiderlager um 1130 mm höher gelegt als auf dem südlichen Widerlager; dies entspricht einer Gesamtneigung von 0,4 ‰. Für die Fahrbahn ergibt sich auf dem südlichen Brückenteil eine maximale Steigung von 1,01 ‰, auf dem nördlichen Teil von 0,27 ‰ (Bild 4).



Bild 6. Zusammenbau der Hauptträgerkästen in der Werkstatt

Die nutzbare Breite des östlichen Überbaues 39 b beträgt 15,75 m. Die Fahrbahn erhält zunächst für die Dauer der Umbauarbeiten an den alten Brücken vier Fahrspuren von zusammen 12 m Breite, um vorübergehend den gesamten stadteinwärts und -auswärts fließenden Kraftfahrzeugverkehr aufnehmen zu können. Auf der Außenseite der Brücke nach oberstrom schließen sich ein Schutzstreifen von 0,65 m, ein Radweg von 0,85 m und ein Gehweg von 1,50 m nutzbarer Breite an. Auf der Innenseite der Fahrbahn zur Brücke 39 a hin ist ein Schrammbord angeordnet. Nachdem die beiden anderen Brückenzüge umgebaut oder erneuert und den Verkehr übergeben sein werden, soll die Fahrbahn des Überbaues 39 b auf 9 m Breite verringert werden, das entspricht drei Fahrspuren. Die Rad- und Gehwege werden dann je 3 m breit.

Die beiden für den Brückenquerschnitt charakteristischen durchlaufenden Kastenträger sind im Abstand von 6,10 m angeordnet und haben einen Querschnitt von 1,80 m Breite und etwa 3 m Höhe. Die durchgehende Blechfahrbahn (orthotrope Platte) ist 12 m breit. An der Außenseite laden angelenigte Konsolen für die Gehwege 3,10 m weit aus. Schrammborde und Gehwege sind aus Fertigbetonplatten hergestellt.

Für die Hauptträger- und Querträgerstege waren 10 mm, für das Fahrbahnblech 12 mm Mindestdicke vorgeschrieben.

Durch die Ausbildung der Hauptträger als Kastenträger weist der Querschnitt vier Stegbleche auf und erfordert unter Berücksichtigung aller sich daraus ergebenden konstruktiven Folgerungen etwa 3 % mehr Stahl als eine vergleichbare zweigiebelartige Ausführung. Diese Bauweise gestattet andererseits jedoch eine verhältnismäßig einfache Werkstattfertigung des Versands in stabilen baufertigen Teilen und einen schnellen Montagefortschritt, so daß sie im Endergebnis dem noch besonders wirtschaftlich ist. So konnten die kastenförmigen Hauptträger nach dem Schiffsbauprinzip in der Werkstatt vollständig zusammengebaut (Bild 6) mit der Eisenbahn zur Baustelle transportiert und dort ohne weitere Bearbeitung sofort montiert werden. Für die Überführung der Versorgungsleitungen bieten sie den besonderen Vorteil, daß in ihrem Innern die zahlreichen Kabel der Bundespost und der Stromversorgung gut geschützt und leicht zugänglich untergebracht werden können und von den im Raum zwischen den beiden Hauptträgern im Freien aufgehängten Gas- und Wasserrohren getrennt sind.

5. Die konstruktive Ausbildung des Überbaues 39 b

5.1 Fahrbahnplatte

Die durchgehende, 12 m breite Fahrbahnplatte ist eine Stahlblechfahrbahn, bestehend aus einem ebenen Fahrbahnblech und aus steifenden Längs- und Querrippen. Alle diese Teile wirken für mehrere Tragfunktionen zusammen.

Das Fahrbahnblech ist überwiegend 12 mm, über den Strompfeilern 14 mm dick und fast ausschließlich aus St 52 hergestellt. Alle Längs- und Querstöße sind geschweißt, teils in der Werkstatt, teils bei der Montage. Seitlich krägt das Blech über die Hauptträger auf der Innenseite des Überbaues um etwa 1,70 m und auf der Außenseite um etwa 0,75 m über.

Die Längsrippen aus Flachwulsteisen — hier sogenannte Hollandprofile aus St 52 — sind in Abständen von 340 bis 360 mm angeordnet, 180 bis 260 mm hoch und durchdringen die Querträgerstege. Die wechselnden Profile sind durch die doppelte Aufgabe der Mitwirkung im Haupttragssystem und als Längsträger der Fahrbahnplatte bedingt. Die Verwendung von Flachwulsteisen für die Längsrippen empfahl sich, weil die Durchbrüche in den Querträgerprofilen kleiner und statisch günstiger wurden als bei kupierten Normalprofilen. Rippen aus Flacheisen entfielen aus statischen und fertigungstechnischen Gründen. Ebenso waren Hohlrippen nicht in Betracht zu ziehen, weil besondere Maßnahmen zur Erhöhung der Drillsteifigkeit der Fahrbahnplatte bei den gegebenen Abmessungen und Stützungen nicht erforderlich waren.

Die Längsrippen sind auf Kontakt und durch Schweißung gestoßen. Im Zugbereich wurden Flacheisen zugelegt, die den durch Schweißung nicht gedeckten Querschnitt im Bereich des Wulstes ersetzen. Der Kontakt wurde durch Paßstücke erzielt; für diese kam im Zugbereich nur Material zur Verwendung, das durch Ultraschall auf Doppelungen geprüft war.

Die über den Brückenquerschnitt durchgehenden Querrippen mit T-Querschnitt haben bei einem gegenseitigen Abstand von 2,67 m eine Konstruktionshöhe von 610 mm. Im Bereich der Kastenträger sind sie mit den halbrahmenartigen Aussteifungen der Steg- und Bodenbleche verbunden und damit ein Teil der Schotte.

Die verhältnismäßig dichtliegenden Querrippen bewirken eine Querverteilung ungleichmäßiger Belastungen auf den gesamten tragenden Querschnitt. Die Querverteilung wurde rechnerisch zu 35% für den unbelasteten Hauptträger bestimmt, d. h. bei Stellung einer Einzellast auf dem einen Hauptträger werden 35% dieser Last auf den anderen Hauptträger übertragen. Die tatsächliche Querverteilung ist nach den durchgeführten Durchbiegungsmessungen noch günstiger und nahezu auf der ganzen Brückenlänge gleich groß.

Die Stöße der Querträger sind so bemessen, daß die Momente allein von den Gurten übertragen werden können. Diese sind durch Schweißung gestoßen, soweit wechselnde Beanspruchung vorliegt, im übrigen übertragen sie durch Kontakt. Den Stegen ist in der Berechnung allein die Querkraft zugewiesen, die bei den Konsolen durch Nieten, bei den Anschlüssen an die inneren Hauptträgerstege durch hochfeste vorgespannte Schraubenverbindungen übertragen wird. Querscheiben brauchten nur über den Auflagern angeordnet zu werden.

Die Fahrbahn wird durch Schrammborde begrenzt. Am Rad- und Gehweg ist eine stählerne Bordkante hergestellt, die nach der Montage der Hauptkonstruktion mit längslaufenden Winkeln angeschlossen und ausgerichtet wurde. An der Innenseite ist ein Betonschrammbord ausgeführt worden, der ebenfalls erst nach Abschluß der Montage der stählernen Überbauten verlegt worden ist.

Die Fahrbahnplatte mußte bei der Breite von 12 m in Teilen gefertigt und versandt werden. Im Bereich der Hauptträger wurde sie sogleich in der Werkstatt mit den Trägern verbunden. Die nach außen an der Wange A rd. 1,7 m breiten auskragenden Plattenteile wurden in Längen bis 20,8 m gesondert gefertigt und verschickt, ebenso die zwischen den Hauptträgerkästen einzubauenden mittleren Teile der Fahrbahnplatte.

5.2 Hauptträger

Die Hauptträger sind Kastenträger, deren Obergurte durch einen Teil der Fahrbahnplatte mit Längsrippen gebildet werden. Die beiden Stegbleche sind im Abstand von 1,8 m angeordnet. Das Bodenblech ist zum Teil durch Lamellen verstärkt. Im Abstand von etwa 2,7 m sind Schotten eingebaut. Das obere Blech ist der Querneigung der Fahrbahn folgend geneigt.

Die Stegbleche aus St 37 und St 52 — zum Teil in der oberen und unteren Hälfte von verschiedener Güte — sind allgemein 10 mm, im Bereich der Strompfeiler 12 mm dick und durch die Schotte aus St 37 in etwa 2,67 m Abstand sowie durch zwei oder drei Längssteifen beulsicher gemacht. Das Bodenblech des Hauptträgers verläuft auf 2200 mm Breite durchgehend und ist wechselnd 10 bis 35 mm dick. In den Bereichen großer Momente sind 26 mm dicke Lamellen zugelegt, die nach dem Kasteninneren aufbauen und unmittelbar an die Stege geschweißt sind. Das entspricht der Bundesbahnvorschrift, daß an keiner Stelle Lamellen oder Bleche, die dicker sind als 30 mm, unmittelbar mit den Stegen verbunden werden sollen. Über den Strompfeilern sind die Bodenbleche doppelt angeordnet und vernietet. Alle übrigen Verbindungen sind geschweißt. Die Bodenbleche sind längs und quer ausgesteift, wobei die Längssteifen zum tragenden Querschnitt rechnen. Im Bereich der genieteten Stöße waren teilweise Zulagen erforderlich. Überwiegend ist St 52, nur in den Bereichen geringerer Beanspruchung St 37 verwendet.

An Stelle der rahmenartigen normalen Schotte sind in Abständen von etwa 17 m schwerere Schotte eingebaut, die nur einen schmalen Durchgang freigeben. Die Schotte über den Lagern sind für die

Aufnahme aller dort auftretenden Kräfte dimensioniert. Alle Schotte tragen Halterungen oder sind zur Aufnahme der Strom- und Fernmeldekabel durchbrochen.

Mit Rücksicht auf den Versand und die Montage wurden die Hauptträger in Schüsse von 11,8 bis 20,5 m Länge aufgeteilt. Dabei sind die Stücklängen in Abhängigkeit von der Beanspruchung der Querschnitte und mit Rücksicht auf den Nietlochabzug in den Stößen sowie in Abhängigkeit von den möglichen Längen für normale Eisenbahntransporte und von den zulässigen Stückgewichten für die Montagegeräte bestimmt worden.

Bei der Montage wurden die oberen Gurtbleche der Hauptträger ebenso wie die zwischen den Kastenträgern liegende Fahrbahnplatte durch Schweißung gestoßen, die Stege und Untergurtbleche jedoch genietet. Es ist die gleiche Ausführung wie sie u. a. bei der neuen Savebrücke in Belgrad gewählt wurde [2].

Eine solche Kombination von Schweißung und Nietung im Stoß ist zulässig, da die durch den Nietschlupf im Stoß eintretende geringe Verdrehung durch die Schweißverbindung nicht behindert ist. Bei einer gedachten Verdrehung im Stoßquerschnitt wirkt der praktisch starr verbundene, durch Schweißung gestoßene Obergurt als Drehpunkt (Bild 7). Diese Annahme wirkte sich bei der Berechnung der Stöße dahingehend aus, daß die Kraft S , welche die Niete im Steg oberhalb der Querschnitts-Nulllinie normalerweise übertragen, zusätzlich dem Obergurt zugewiesen werden mußte. Die Halsnähte wurden im Bereich des Stoßes entsprechend verstärkt. Die Gurte waren überall ausreichend.

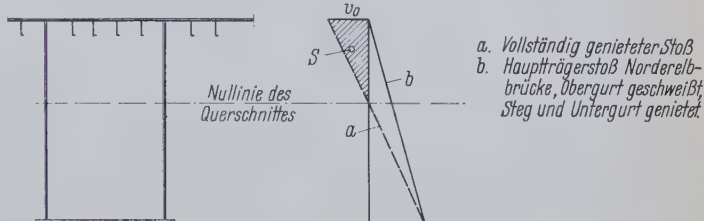


Bild 7.
Verformungen am Trägerstoß durch Nietschlupf unter Biegebeanspruchungen

Das Innere der Hauptträger wird durch Öffnungen von 200 mm ϕ belüftet, die in den Stegen wechselseitig in etwa 8 m Abstand angeordnet und durch Maschendraht vergittert sind.

5.3 Sonstige Stahlkonstruktionen

Über den Lagerachsen sind zwischen den Hauptträgern starke Querscheiben eingebaut und mit den Schotten der Hauptträger verbunden. Sie sind so konstruiert und bemessen, daß die Brücke unter ihnen angehoben werden kann. Für die Durchführung der Gas- und Wasserleitungen sowie für den Besichtigungssteg sind Öffnungen vorhanden.

Der Festpunkt des Überbaues befindet sich auf dem südlichen Strompfeiler. Die Brücke ruht hier auf vier festen Lagern aus Gußstahl. Die Lagerkörper sitzen nicht mittig unter den Stegen der Hauptträger, sondern unter den einzelnen Kästen zusammengegründet, um eine möglichst große Durchfahrt für den Besichtigungswagen freizugeben. Auf dem nördlichen Strompfeiler und auf den Widerlagern ist die Brücke auf je vier Panzerstahllagern (Kreuz-Panzerstahl) längsbeweglich gelagert. Infolge der hohen zulässigen Herzchen Pressungen für diese Stahlart war die Verwendung von Rollen mit besonders kleinen Durchmessern möglich. Diese betragen bei 600 t Auflagerdruck 140 mm (Rollenlänge 670 mm) und bei 240 t Auflagerdruck 110 mm (Rollenlänge 370 mm). Die für die großen Lagerbewegungen notwendigen Führungen sind auf Bild 8 dargestellt. Die Übergangskonstruktionen von der Fahrbahn zur Brückenrampe sind für die mit maximal + 120 mm errechneten Bewegungen ausgelegt. Die Schlepp-Platten werden mit Hilfe vorgespannter Federn auf einem gebogenen Stützblech geführt, so daß ein stoßfreier Übergang für die Fahrzeuge in allen Lagerstellungen möglich ist. Auf ein einwandfreies Ausrichten der Konstruktion, sorgfältiges Vergießen der Verankerungen und eine gute Entwässerung wurde besonders geachtet.

Das Gelände ist kräftig ausgebildet und stark profiliert. Dadurch behauptet es sich neben der schweren Konstruktion der

- b) für die Längsrippen die Werte nach DIN 1073 entsprechend der Stützweite, jedoch höchstens $\varphi = 1,4$;
c) für das Deckblech $\varphi = 1,4$.

Lastverteilung:

Isolierung und Fahrbahnbelag sind als lastverteilende Schicht berücksichtigt mit einer Verteilung unter 45° bis Blechoberkante.

Die zulässigen Normalspannungen für die stählerne Fahrbahnplatte betragen:

- a) aus Haupttragwirkung allein die Werte nach DIN 1073 oder DV 804; der größere Wert ist maßgebend;
b) bei Überlagerung der Beanspruchungen als Hauptträger und Längsträger gilt für Zug und Druck:
bei Material St 37: $\sigma_{zul} = 1,60 \text{ t/cm}^2$
und $\sigma_{zul} = 2,40 \text{ t/cm}^2$;
c) im Deckblech allein aus örtlicher Belastung:
bei Material St 37: $\sigma_{zul} = 2,10 \text{ t/cm}^2$
und $\sigma_{zul} = 2,70 \text{ t/cm}^2$.

Die Spitzen der negativen Momente über den Rippen wurden auf Rippenbreite einschließlich der Schweißnähte parabelförmig ausgerundet.

Die Vergleichsspannung für die Überlagerung der verschiedenen Spannungszustände im Deckblech einschließlich der örtlichen Beanspruchung im Deckblech sollte folgende Werte nicht überschreiten:

St 37: $\sigma_v = 2,40 \text{ t/cm}^2$
St 52: $\sigma_v = 3,60 \text{ t/cm}^2$.

Die Vergleichsspannungen waren nach der Formel

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2} - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \tau^2$$

nachzuweisen.

Die vorstehenden Festlegungen entsprechen im wesentlichen denen für die meisten Großbrückenbauten der letzten Jahre, soweit es sich um Straßenbrücken mit stählerner Fahrbahn handelt.

Die Spannungen aus der Haupttragwirkung wurden in Anlehnung an den allgemeinen Spannungsnachweis der BE für $0,95 \cdot M$ ermittelt.

6.3 Berechnung der Fahrbahnplatte

Die Fahrbahnplatte des Überbaues 39 b der Norderelbbrücke stellt eine orthotrope Platte im mathematischen Sinne dar, da die Querträger infolge ihrer verhältnismäßig geringen Mittelstützweite und der Einspannung in die Kastenträger für die Untersuchung der Fahrbahn als praktisch starr betrachtet werden können. Daher waren die einzelnen Elemente der Fahrbahn entsprechend ihrer Lagerung zu untersuchen, d. h. das Fahrbahnblech als isotrope Platte, die Längs- und Querträger unter Berücksichtigung der jeweils zugehörigen mittragenden Breite des Fahrbahnbleches als Balkenträger.

Das Fahrbahnblech wurde nach Fischer [3] als isotrope Platte auf elastischen Längs- und starren Querträgern gerechnet. Die Durchlaufwirkung über die Querträger hinweg wurde durch eine Reduktion der Längsträgerstützweite für die Rechnung berücksichtigt. Die errechneten Momente sind in Bild 10 zusammen-

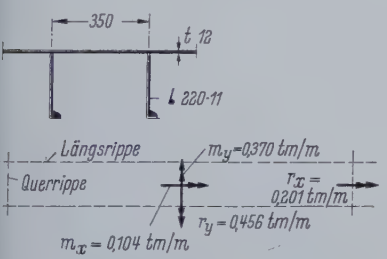


Bild 10. Örtliche Momente im Fahrbahnblech

Durchgehend dem Rippenabstand von etwa 350 mm gleichgesetzt werden.

Die Bemessung der Rippen erfolgte unter weitgehender Ausnutzung des Bleches und der Rippen aus der Haupttragwirkung und der örtlichen Beanspruchung. Hierzu wurden für die verschiedenen Rippenprofile reduzierte zulässige Spannungen für die Haupttragwirkung nach der Formel (1) errechnet, die für die Bemessung der Rippen als Hauptträgerteil maßgebend waren:

$$\text{zul } \sigma_{HT} = \begin{cases} \text{zul } \sigma - \frac{M_F}{W_o \text{ (oder } W_u)} \\ \text{zul } \sigma - \frac{M_s}{W_o \text{ (oder } W_u)} \end{cases} \quad (1)$$

mit zul σ : Werte nach Abschnitt 6.2,

M_F, M_s : örtliches Moment im Längsträger zwischen den Querträgern (M_F) und über den Querträgern (M_s),

W_o, W_u : Widerstandsmoment der Längsträger oben und unten.

Die Querträger leiten im wesentlichen die örtlichen Lasten in die Hauptträger ein und bewirken die Querverteilung. Sie wurden für die ständigen Lasten und die gleichmäßige Verkehrsbelastung entsprechend ihrer elastischen Stützung und Einspannung in die Hauptträgerkästen untersucht. Die konzentrierten Lasten des SLW 60 konnten nach dem Hebelgesetz auf die hierfür eingespannt gedachten Querträger verteilt werden und machen einen wesentlichen Anteil der Beanspruchungen aus, die in der folgenden Übersicht für den jeweils ungünstigsten Lastfall aufgeschlüsselt sind:

Moment an der Einspannstelle und im Feld aus	M_E tm	M_F tm
1. Ständiger Last	- 7,8	+ 3,2
2. Gleichmäßig verteilter Verkehrslast	- 9,9	+ 7,7
3. SLW 60	- 39,9	+ 17,4
	- 57,6	+ 28,3

In den Werten zu 1 und 2 sind die geringen Beanspruchungen aus der Querverteilung enthalten, die ohne besonderen Aufwand von den Querträgern übernommen werden. Vom Einbau einer oder mehrerer Querscheiben in den Hauptträgerfeldern wurde aus wirtschaftlichen und konstruktiven Gründen abgesehen, da Scheiben örtlich Kräfte anziehen und so den Kräfteverlauf stören. Das Ausrichten der Hauptträgerkästen beim Freivorbau war auch ohne die Hilfe von Scheiben einwandfrei durchzuführen.

Für die Ermittlung der Vergleichsspannungen im Blech wurden allgemein die maßgebenden Lastkombinationen tabellarisch zusammengestellt und für zahlreiche Punkte ausgewertet.

6.4 Hauptträger

Bei den gegebenen Längen und Querschnittsabmessungen konnte die Fahrbahnplatte auf der ganzen Brückenlänge als voll tragend gerechnet werden. Die bei der Probelastung gemessenen Durchbiegungen der Brücke lassen erkennen, daß diese Annahme zutreffend war. Es wurden durchweg Verformungen festgestellt, die etwa 90 % der gerechneten Werte erreichten.

Um bei dem relativ ungünstigen Stützweitenverhältnis 1:1:1 eine möglichst wirtschaftliche Bemessung zu erreichen, wurde eine Stützenhebung über den Pfeilern eingerechnet, die ein Moment von 3000 tm erzeugt bei einem maximal rechnerischen Gesamtmoment von rd. 21 000 tm. Diese Stützenhebung bewirkte, daß der Momenten-Nullpunkt für ständige Belastung nahezu in Brückenmitte liegt. Damit konnte die Brückenkonstruktion im Freivorbau von beiden Seiten geschlossen werden, ohne daß anschließend ein besonderer Hubvorgang zum Einbringen der rechnerischen Stützenhebung erforderlich war. Die Werkstattüberhöhung wurde entsprechend vorgegeben.

Die Momentendeckungslinie der Hauptträger wurde für den Obergurt mit den reduzierten zulässigen Spannungen nach Formel (1) bestimmt.

Die Beuluntersuchungen für die Bauteile mit konstantem Druck, das sind die Teile der Fahrbahn und die Untergurte, wurden nach K r o m m [4], die der Stege usw. nach DIN 4114 durchgeführt. Für die Stege wurden zunächst die Abmessungen der Schubfelder bestimmt, das sind die Stegteile im Zugbereich der Querschnitte. Dazu dienten Kurventafeln, in denen für die Stegdicken $t = 10 \text{ mm}$ und 12 mm bei festliegendem Schottabstand Ordinaten für die zulässige Breite der Beulfelder in Abhängigkeit von Materialgüte und Beulsicherheit dargestellt sind. Danach konnte die Einteilung der übrigen Beulfelder abgeschätzt und festgelegt und der Nachweis der Beulsicherheit geführt werden.

Die Längsaussteifungen sind durchweg nach DIN 4114 für die Mindeststeifigkeit I. Ordnung bemessen; teilweise konnte die zwischenzeitlich erschienene Arbeit von Klöppel-Scheer [5] vorteilhaft verwendet werden. Die L-Steifen laufen teils durch, teils sind sie gegeneinander versetzt.

6.5 Schotte

Die Schotte der Hauptträgerkästen sind für die Berechnung als in die Querträger eingespannte Rahmen aufgefaßt. Teile der Hauptträgerstege gehören also zu den Rahmenstielen, Teile der Bodenbleche zu den Rahmenriegeln.

Die auf der Trägerlänge nahezu gleichmäßig verteilte Torsionsbeanspruchung der Kästen wirkt auf alle Schotte. Die konzentrierten Einzellasten des SLW 60 hingegen werden über den Schubfluß in den Kästen und das verhältnismäßig steife durchlaufende Bodenblech auf mehrere Schotte verteilt.

An jedem Schott sind 12 Halterungen für die Überführung der Kabel befestigt. (Fortsetzung folgt)

Beitrag zur praktischen Ermittlung der Vergleichsschlankheit λ_{vi} von mittig gedrückten Stäben mit einfachsymmetrischem offenem dünnwandigem Querschnitt

Von K. Klöppel und R. Schardt, Darmstadt

(Schluß aus Heft 2/1958)

DK 624.075.2 Auf Knicken beanspruchte Elemente

Ergänzende Betrachtung zu den Kurventafeln

Aus den nun vorliegenden Kurventafeln für die Querschnitte 1 bis 9 (Bild 8 bis 14 enthalten die Profile 4 bis 9) lassen sich leicht Betrachtungen über die Anfälligkeit der verschiedenen Querschnittsformen für Biegedrillknicken und den Einfluß der Lagerungsbedingungen anstellen.

Zunächst fällt auf, daß beim \sqcap -Profil die Vergleichsschlankheit sehr viel größer ist als beim vergleichbaren \square -Profil. Der Grund dafür liegt in der Tatsache, daß der Wölbwiderstand C_M beim \square -Profil viel größer ist als beim \sqcap -Profil. Zum Beispiel ist für $\alpha = 1$

beim \sqcap -Profil	$C_M = 0,10 h^5 t$,
beim \square -Profil	$C_M = 0,49 h^5 t$,
beim \diamond -Profil	$C_M = 0,58 h^5 t$.

Die größte Wölbsteifigkeit findet man also bei den Profilen mit nach innen abgeboogenen Schenkeln. Der Schubmittelpunktsabstand y_M ist bei ihnen größer und die φ_M -fläche hat in jeder Querschnittshälfte nur einen Nulldurchgang, während sie beim \sqcap -Profil im allgemeinen zweimal durch Null geht (Bild 15).

Bei den Profilen 5 und 6 (Bild 10) haben die Lagerbeiwerte β_0 wegen $C_M = 0$ keinen praktischen Einfluß auf die Vergleichsschlankheit. Es ist also für jedes Profil nur je eine Kurventafel angegeben,

die für alle Lagerungsfälle $\psi = \frac{\beta}{\beta_0}$ verwendet werden kann.

Für Querschnitte, bei denen Schwerpunkt und Schubmittelpunkt zusammenfallen, z. B. Profil 8 und 9 (Bild 13 und 14), wird wegen $y_M = 0$ auch die letzte Differentialgleichung (1) von den beiden anderen unabhängig. Als Ausweichformen treten je nach den Abmessungsverhältnissen entweder Biegeknicken ohne Verdrehen oder Drillknicken ohne Verbiegung auf. Im letzten Fall bleibt die Stabachse gerade. Das Kriterium für Drillknicken erhält man aus der Bedingung

$$P_{kx} > P_{kd} < P_{ky},$$

z. B. bei Gabellagerung:

$$\frac{E J_y \pi^2}{l^2} > \frac{G J_D - E C_M \frac{\pi^2}{l^2}}{i_M^2} < \frac{E J_x \pi^2}{l^2}$$

zu $i_M^2 J_y > 0,039 J_D l^2 - C_M < i_M^2 J_x$ (vgl. DIN 4114 Ri 7.53).

Für die üblichen Walzprofile hat der Fall aber keine große Bedeutung, da nicht nur kurze Stablänge, sondern auch große Flanschbreite gegenüber der Steghöhe Voraussetzung für das Drillknicken sind.

Für den Fall, daß die Stäbe durch Knotenbleche angeschlossen sind, wodurch $s \neq s_0$ wird, kann man mit sehr guter Näherung aus

$\psi = \frac{\beta \cdot s}{\beta_0 \cdot s_0}$ brauchbare Werte für $\frac{\lambda_{vi}}{\lambda_y}$ erhalten. Genau sind die Tafelwerte nur für $s = s_0$. Auch der Fall $\beta > 1$, d. h. $s_{ky} > s$ kann mit den Kurven behandelt werden, wenn sich die Endquerschnitte nicht um die Stabachse verdrehen können, also $\vartheta(0) = 0$ und $\vartheta(s) = 0$ erfüllt wird. Die so ermittelten Vergleichsschlankheiten liegen auf der sicheren Seite.

Schrifttum

- [1] Gleim, Engels: „Die Straßenbrücke über die Norderelbe bei Hamburg“ Zeitschrift für Bauwesen Jahrgang XXXX, 1890.
- [2] Radojkovic, M.: Die neue Straßenbrücke über die Save in Belgrad Stahlbau 27 (1958) H. 2 S. 29. Schäfer, G.: Neue Straßenbrücke über die Save in Belgrad. Acier, Stahl, Steel, 22 (1957) H. 5 S. 201.
- [3] Fischer, E.: Beitrag zur Berechnung kreuzweise gespannter Fahrbahnplatten im Stahlbrückenbau. Herausgeg. vom DStV, Berlin 1952 Verlag W. Ernst & Sohn.
- [4] Kromm, A.: Stabilität von homogenen Platten und Schalen im elastischen Bereich. Ringbuch II A 10 der Luftfahrttechnik.
- [5] Klöppel, K. und Scheer, J.: Beulwerte der durch zwei gleiche Längssteifen in den Drittelpunkten der Feldbreite ausgesteiften Rechteckplatte bei Navierschen Randbedingungen. Stahlbau 25 (1956) H. 11 S. 265/74.

Biegedrillknickversuche mit wölbfreier Lagerung der Stäbe

Versuche mit wölbfreien Lagern sind bisher nicht veröffentlicht worden. Sie gelten als schwer realisierbar. Von dieser Tatsache nährt sich die Auffassung, daß erst recht bei den in unseren Konstruktionen auftretenden Biegedrillknickfällen von wölbfreier Lagerung keine Rede sein kann. Wenn man aber doch mit $\beta_0 = 1$ rechnet, wodurch sich der Rechnungsgang etwas vereinfacht, glaubt man sich dadurch auf der sicheren Seite. Da aber bei manchen Profilen der Lagerbeiwert β_0 einen großen Einfluß auf die Vergleichsschlankheit hat, wäre es von Nutzen, Aussagen über den wirklichen Grad der Wölbbehinderung in den Konstruktionsteilen zu erhalten, die die bisher rein gefühlsmäßige Beurteilung ersetzen. Versuche, die zu solchen Ergebnissen führen, können einmal an ganzen Stabsystemen durchgeführt werden. Dabei sind aber Nebeneinflüsse nicht ganz vermeidbar und außerdem werden diese Versuche wegen der Vielfalt der möglichen Fälle sehr aufwendig. Eine andere Möglichkeit ist, in die Stabenden eine definierte Wölbbehinderung einzubauen, die die Anschlußstäbe in ihrer Wirkungsweise ersetzt. Das Lager selbst darf dann zur Wölbbehinderung keinen Beitrag liefern. Im folgenden soll von solchen Versuchen mit einem Lager berichtet werden, das diese Bedingung erfüllt. Versuche mit Lagern, die die Endverwölbung vollkommen behindern ($\psi = 2,0$), sind, allerdings an Aluminiumstäben, bereits in großem Umfang durchgeführt und veröffentlicht worden [4], [5].

Es ist grundsätzlich möglich, für jede beliebige Querschnittsform Lager zu bauen, die die Verwölbung frei zulassen, wenn die starren Lagerkörper den Endquerschnitt nur in den Punkten berühren, in denen die auf die wirkliche Drehachse bezogene Verwölbung ihre Nullpunkte hat (Bild 16). Man muß nur durch geeignete Verstärkung des Endquerschnitts verhindern, daß infolge des punktförmigen Lastangriffs örtliche Verformungen eintreten, die zum vorzeitigen Versagen des Stabes führen. Beschränkt man sich auf drei Berührungspunkte, so kann man beliebige Querschnittspunkte dafür wählen, weil sie immer eine Ebene gemeinsam haben, die aber nach der Verformung im allgemeinen nicht rechtwinklig zur Stabachse bleibt. Die freie Verdrehbarkeit des Endquerschnitts um die y-Achse gemäß den Bedingungen für Gabellagerung darf aber dadurch nicht beeinflusst werden. Deshalb wird die Kraft über eine Kugel eingeleitet, deren Mittelpunkt im Schwerpunkt des Endquerschnitts liegt, so daß die wirksame Biegeknicklänge gleich der Stablänge ist (Bild 17 und 18). Eine besondere Vorrichtung zur Verhinderung der Verdrehung der Endquerschnitte um die Stabachse ist nicht notwendig; die durch die elastische Abplattung der Kugel entstehende Reibungsfläche reicht dazu aus.

Die Versuche wurden durchgeführt an \sqcap -Profilen, die aus 2 und 3 mm dickem Blech abgekantet waren.

$\sigma_F = 32 \text{ kg/mm}^2$	} für 2-mm-Blech
$\sigma_b = 43 - 44 \text{ kg/mm}^2$	
$\sigma_F = 25 - 26 \text{ kg/mm}^2$	} für 3-mm-Blech
$\sigma_b = 37 - 39 \text{ kg/mm}^2$	

Von zwei 2-mm-Profilen sind die Ergebnisse für verschiedene Schlankheitsgrade zusammen mit den rechnerischen Werten im

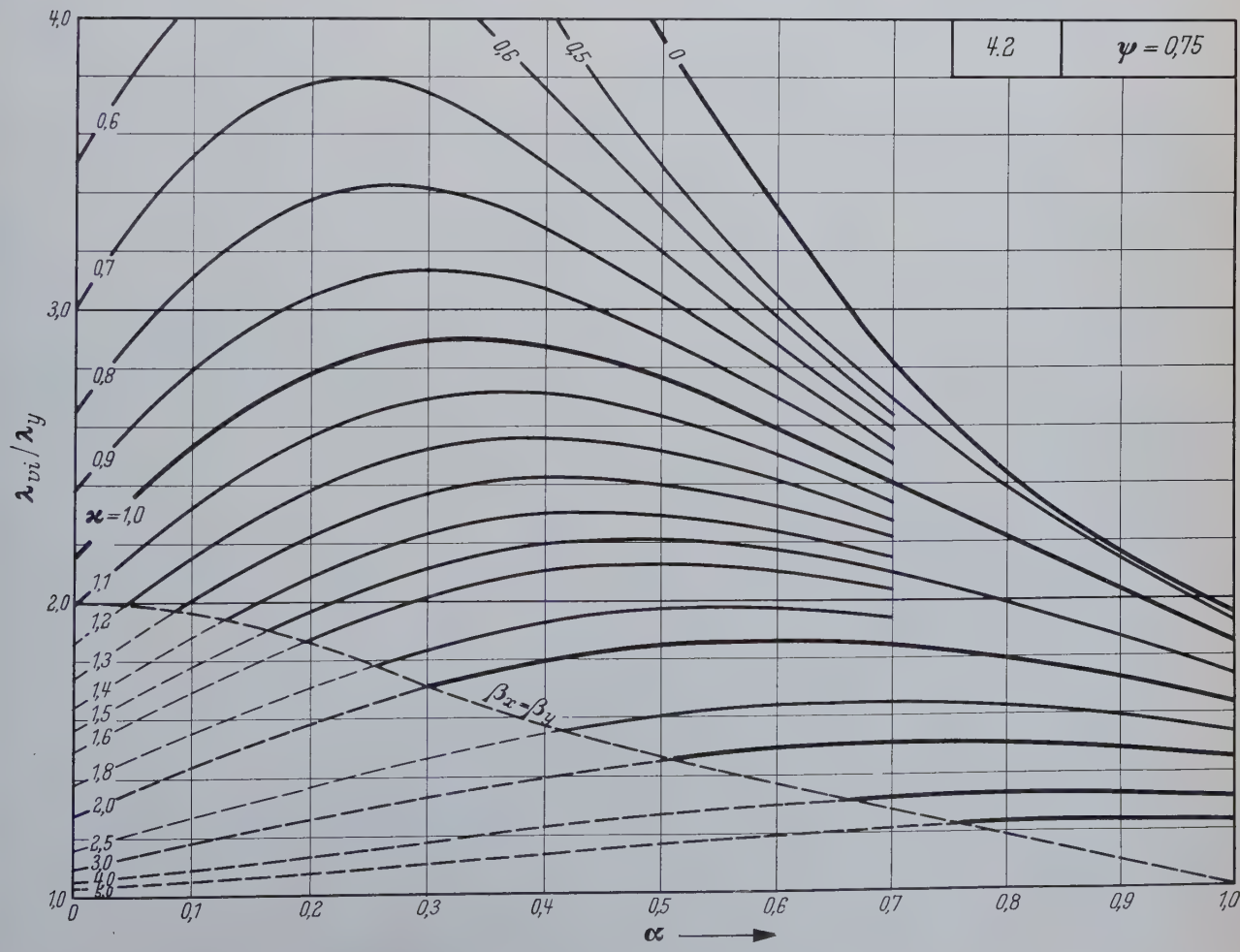
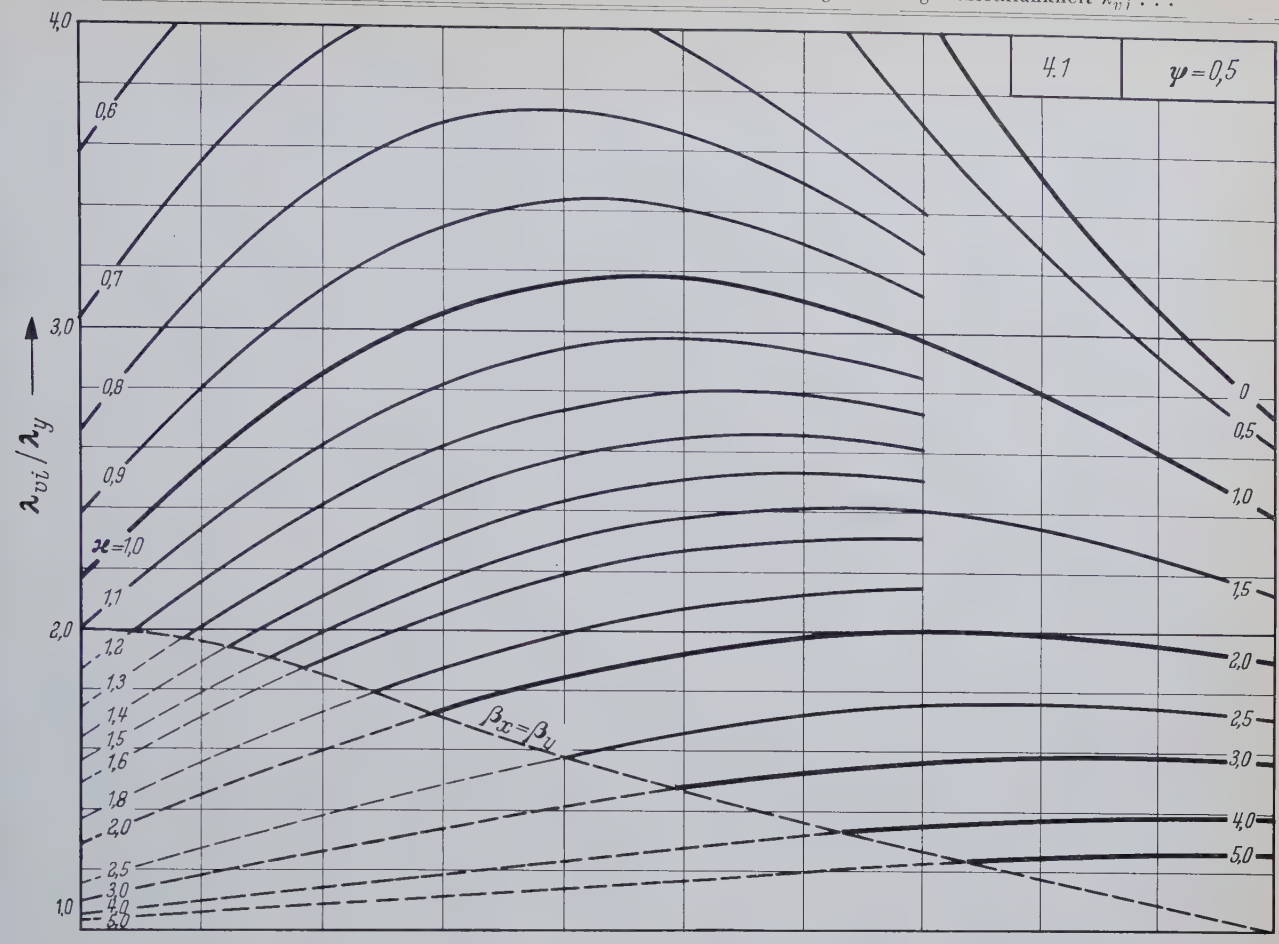


Bild 8. Kurventafeln λ_{vi} für \square -Profile mit $\psi = 0,5$ und $0,75$

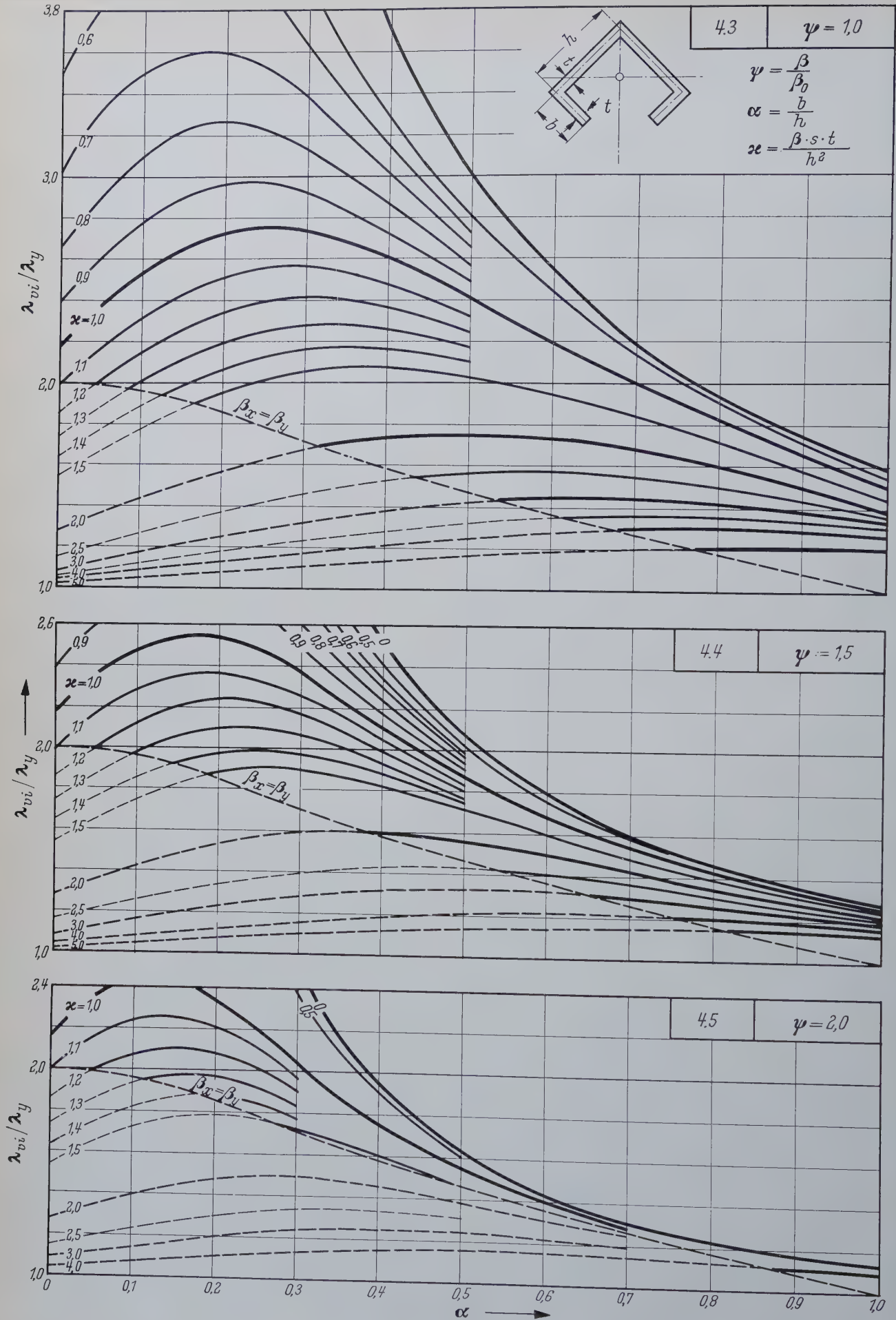


Bild 9. Kurventafeln $\frac{\lambda_{vi}}{\lambda_y}$ für \diamond -Profile mit $\psi = 1,0, 1,5, 2,0$

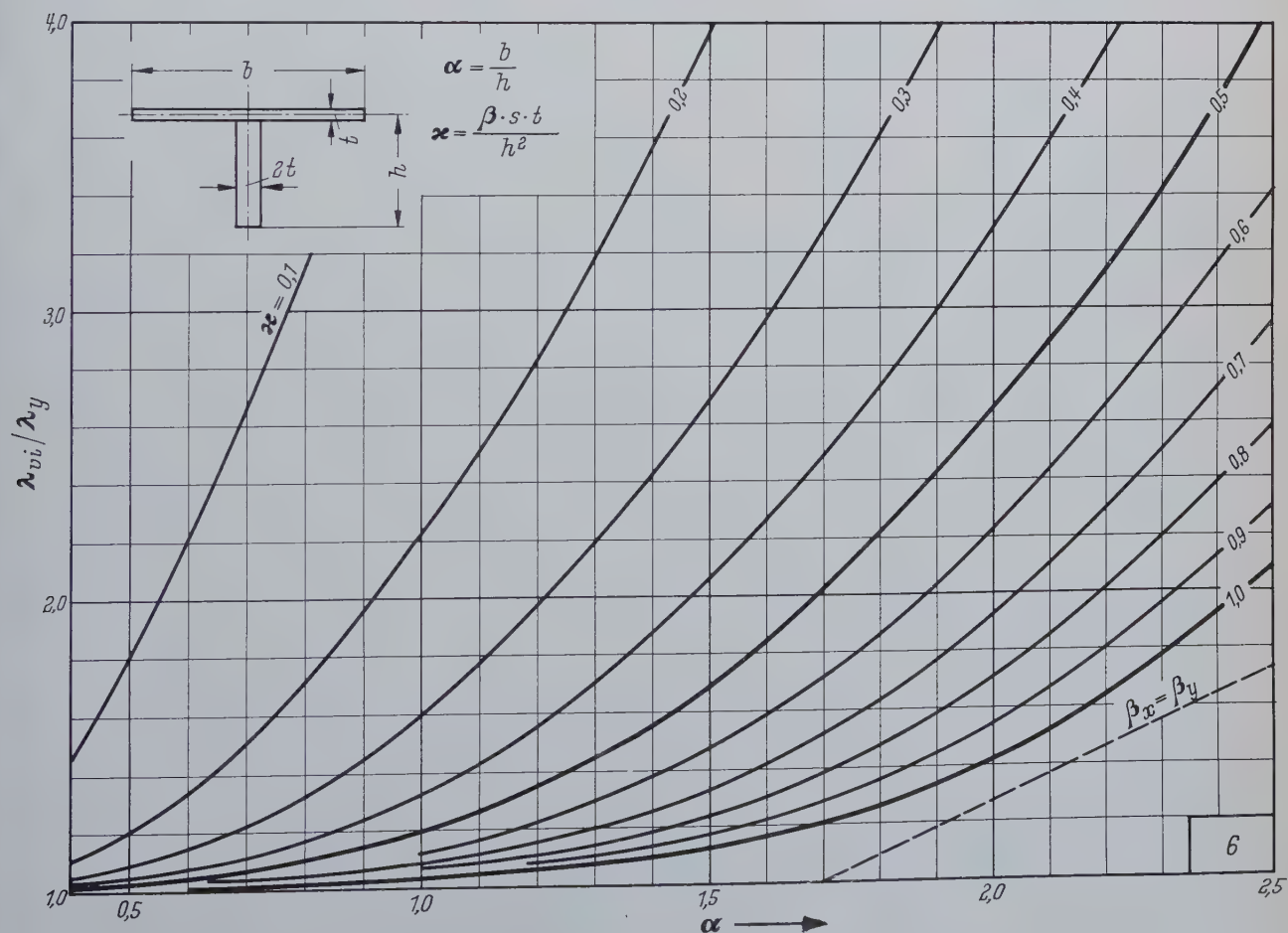
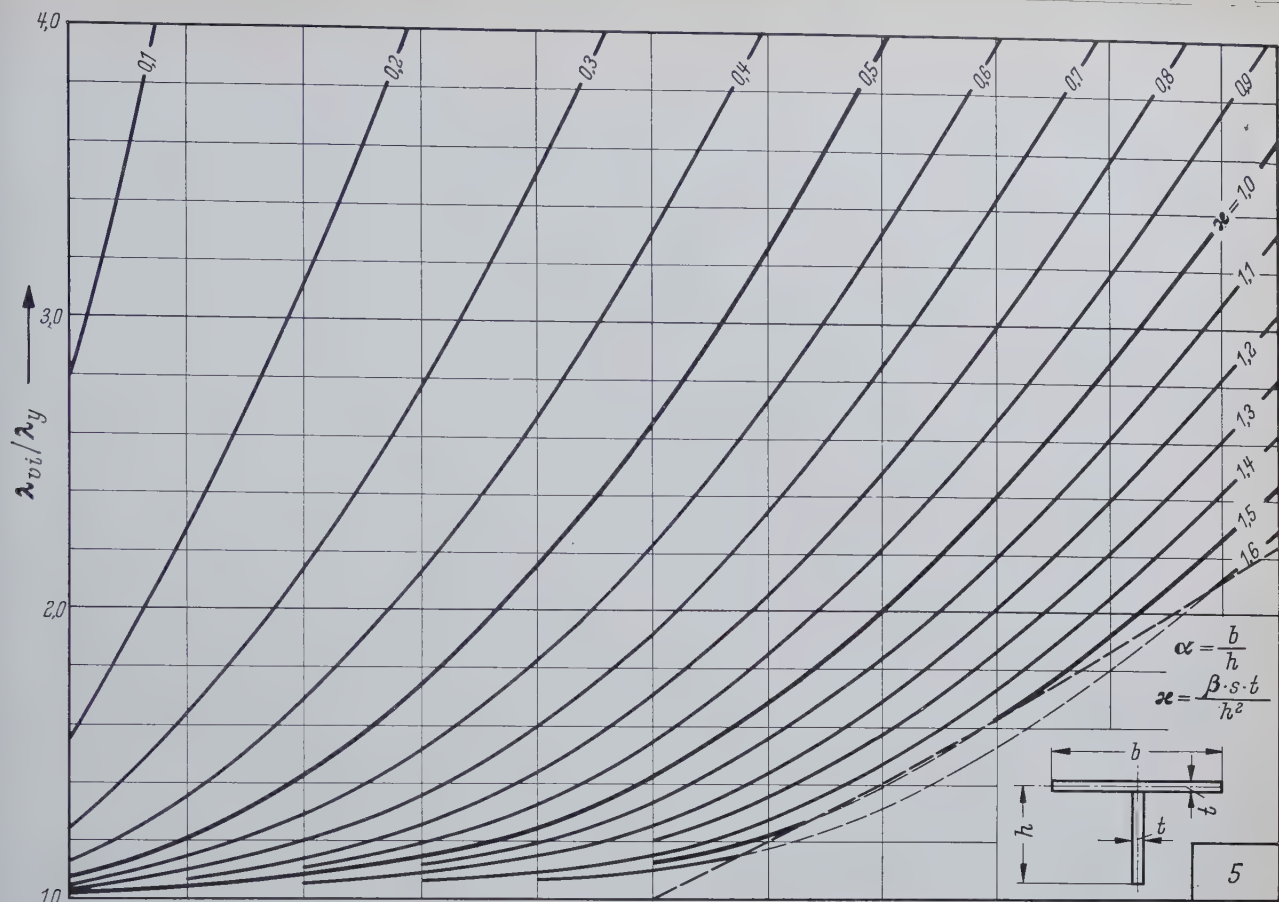
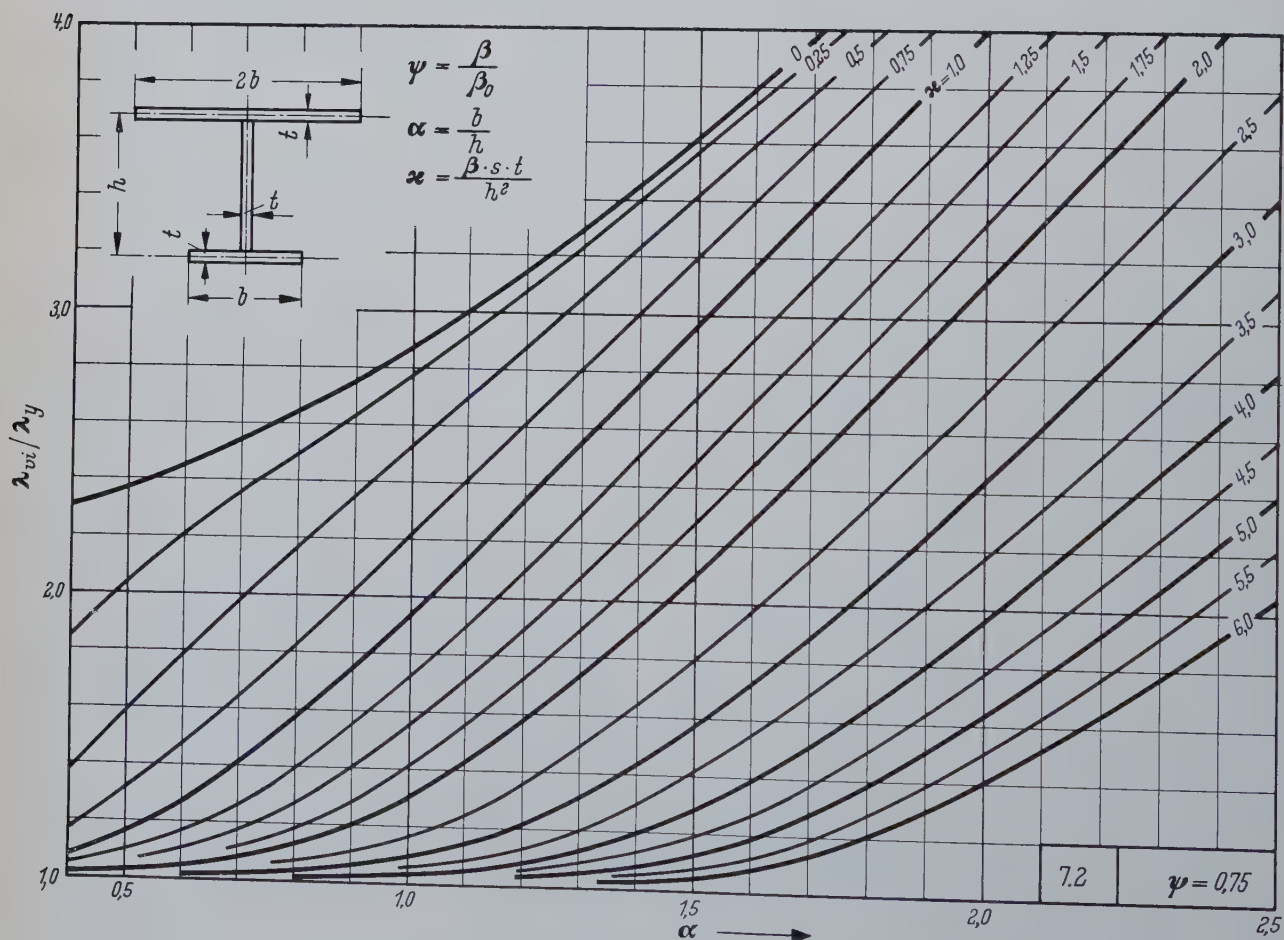
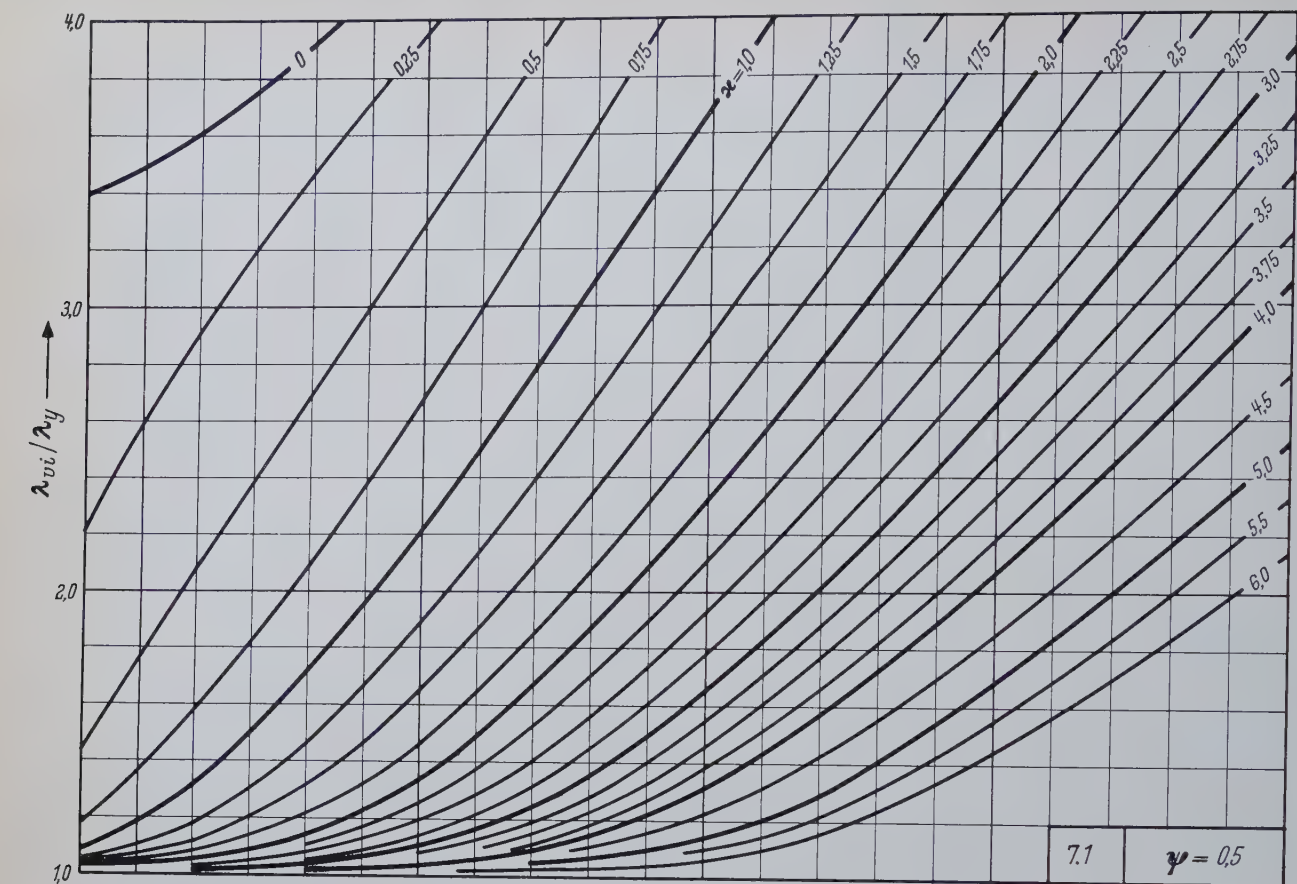


Bild 10. Kurventafeln $\frac{\lambda_{vi}}{\lambda_y}$ für T Profile; für Profil 5 gilt das gleiche Raster wie für Profil 6

Bild 11. Kurventafeln $\frac{\lambda_{vi}}{\lambda_y}$ für I-Profile mit $\psi = 0,5$ und $0,75$

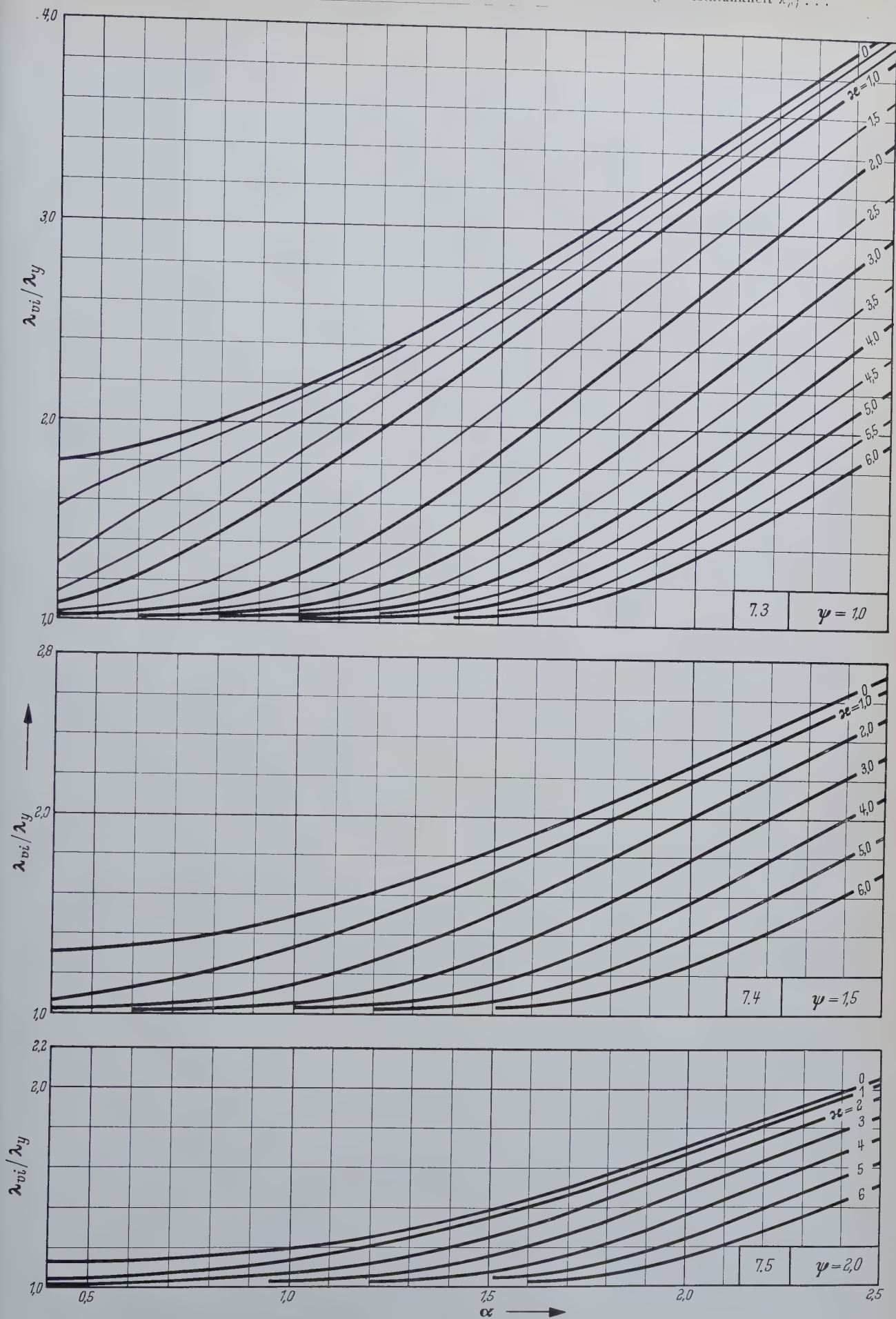


Bild 12. Kurventafeln $\frac{\lambda_{vi}}{\lambda_y}$ für \bar{I} -Profile mit $\psi = 1.0, 1.5, 2.0$

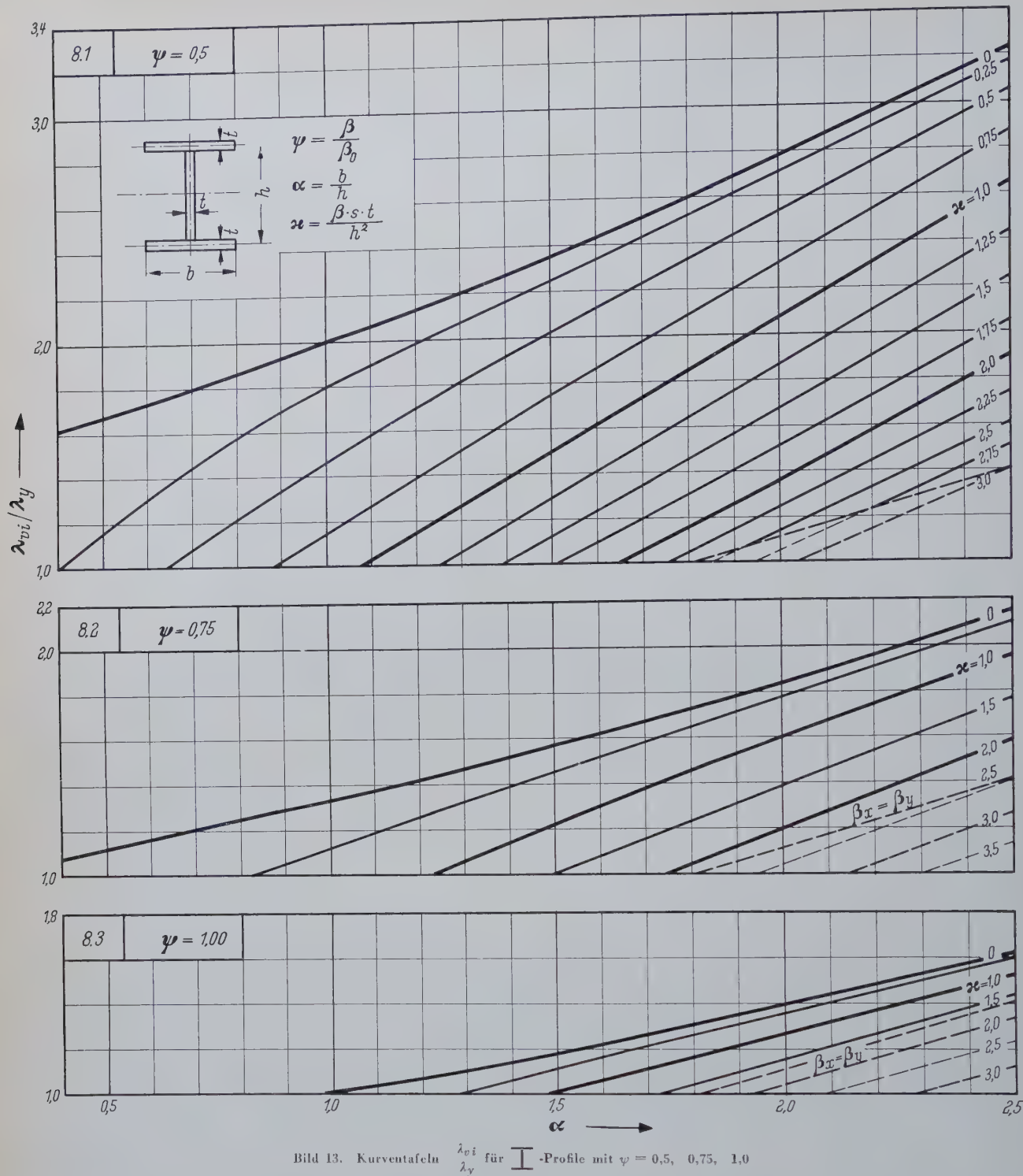


Bild 13. Kurventafeln $\frac{\lambda_{vi}}{\lambda_y}$ für I-Profile mit $\psi = 0,5, 0,75, 1,0$

Bild 19 aufgetragen. Um einen Vergleich für den Einfluß der Lagerung zu haben, sind auch noch die rechnerischen Werte für den Fall $\psi = 2,0$ angegeben. Für Schlankheiten $\lambda_y > 50$ stimmen die Versuchswerte mit den gerechneten Werten gut überein. Für kleinere Schlankheiten liegen sie etwas unter ihnen. In diesem Bereich traten zum Teil schon örtliche Beulen auf (Bild 20). Die Querschnittsform zeigte deutliche Veränderungen. Außerdem ist auch der Einfluß der Ungenauigkeit der Zentrierung bei kleinen Schlankheiten bekanntlich größer.

Die mit den am Endquerschnitt angelöteten Zeigern (Bild 21) gut meßbaren Verwölbungen zeigten die gleichen Werte, wie sie die Rechnung liefert. Die Verwölbung in Stabmitte war verschwindend klein und auch die Verdrehung der Endquerschnitte um die Stabachse war belanglos. Für die Kontrolle der Verformungen kann man natürlich nur Verhältniswerte erhalten. Hier wurde die Verwölbung

des Endquerschnittes in Abhängigkeit von der Verdrehung des Querschnitts in Stabmitte $\vartheta \left(\frac{l}{2} \right)$ ausgedrückt.

Allgemein gilt für die Verwölbung

$$w(x,y,z) = \varphi(x,y) \frac{d\vartheta}{dz}(z);$$

im Lösungsansatz war

$$\vartheta(z) = \vartheta \left(\frac{l}{2} \right) \sin \frac{\pi z}{l},$$

$$\frac{d\vartheta}{dz}(z) = \vartheta \left(\frac{l}{2} \right) \frac{\pi}{l} \cos \frac{\pi z}{l},$$

am Endquerschnitt ist dann

$$w(x,y,0) = \varphi(x,y) \frac{\pi}{l} \vartheta \left(\frac{l}{2} \right).$$

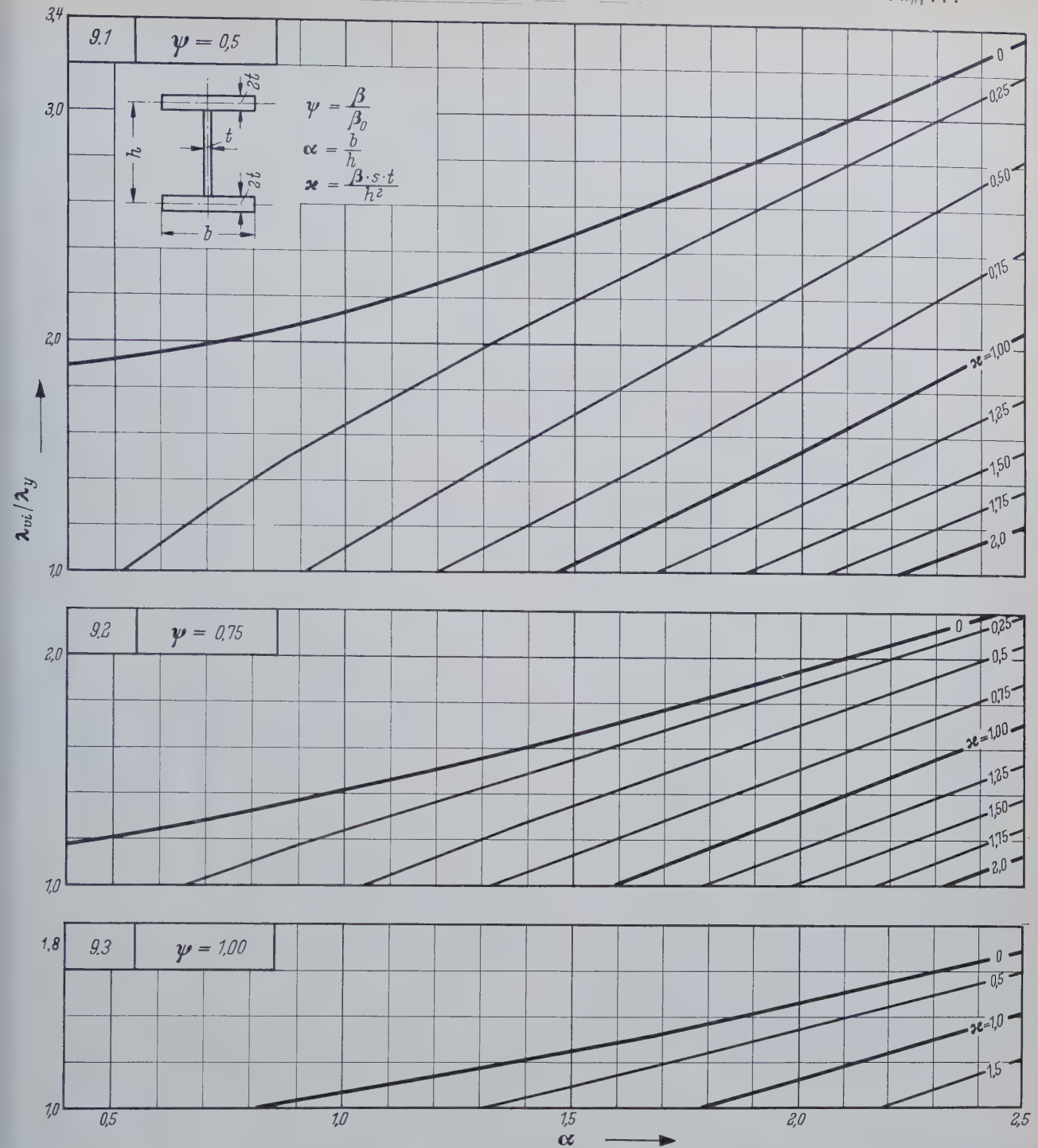
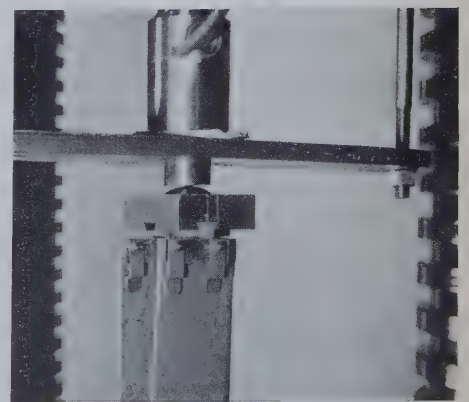
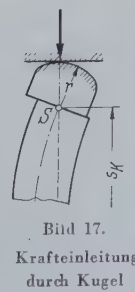
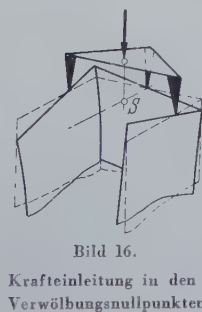
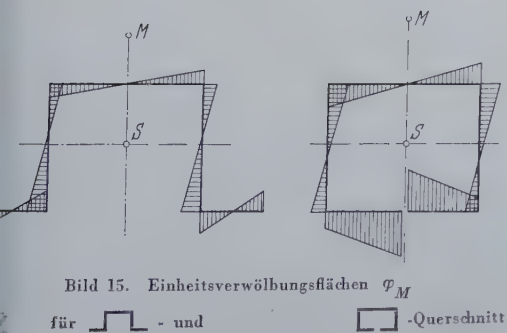


Bild 14. Kurventafeln λ_{vi} / λ_y für ψ -Profile mit $\psi = 0,5, 0,75, 1,0$



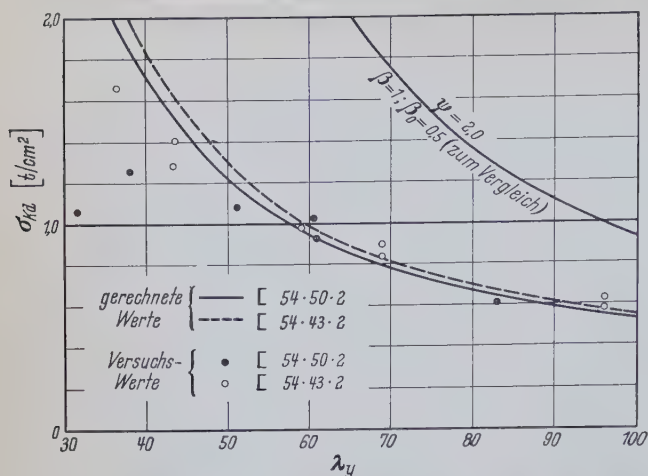


Bild 19. Ergebnisse aus Versuch und Rechnung an C-Profilen bei wölbfreier und gelenkiger Lagerung der Stäbe ($\psi = 1$)

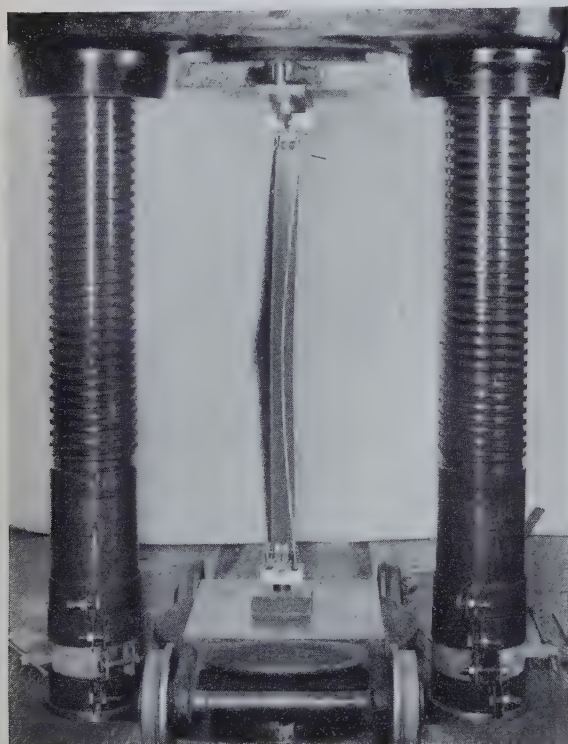


Bild 20. Örtliche Beule in Stabmitte

Bild 21.
Zeiger zur Kontrolle
der Endverwölbung

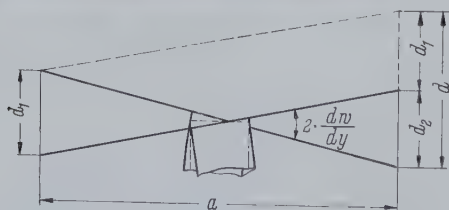


Bild 22.
Versuchsanordnung



Gemessen wurde die Neigung der C-Flansche aus der Querschnittsebene heraus (Bild 21) also

$$\frac{dw}{dy} = \frac{d\varphi}{dy} \cdot \frac{\pi}{l} \cdot \vartheta \left(\frac{l}{2} \right) = \frac{b \cdot \pi}{2 \cdot l} \cdot \vartheta \left(\frac{l}{2} \right).$$

Die Spreizung der beiden Zeiger in $a = 90$ cm Entfernung wird dann

$$d = d_1 + d_2 = 90 \cdot \frac{dw}{dy} \cdot 2 = 90 \cdot \pi \cdot \frac{b}{l} \cdot \vartheta \left(\frac{l}{2} \right).$$

Der Versuch ergab z. B. bei $\vartheta \left(\frac{l}{2} \right) = 0,30 \cong 17^\circ$

$$d = 3,2 \text{ cm.}$$

Aus der Rechnung erhält man

$$d = \frac{90 \cdot \pi \cdot 5,4}{134} 0,3 = 3,48 \text{ cm.}$$

Das Ergebnis zeigt, daß die Bedingung der Wölbfreiheit des Lagers gut erfüllt ist.

Schrifttum

- [5] Baker, J. F., u. Roderick, J. W.: The Strength of Light Alloy Structures. The Aluminium Development Association. Research Report No. 3 London 1948

Die Wu-Han-Brücke über den Jangtse

Von Oberingenieur Sü-Tsen Wang und Professor Kuo-Hao Lie

DK 6247 Verbundbrücken — DK 624.21.014.2 Stahlbrücken

1. Allgemeines

Am 15. Oktober 1957 wurde die erste Brücke über den Jangtse, dem größten Fluß Chinas, im Bezirk der Städte Wuchang, Hanyang und Hankou (gewöhnlich kurz Wu-Han genannt) in Zentralchina, dem Eisenbahn- und Straßenverkehr eröffnet. Der 5500 km lange Jangtse, der sich im großen und ganzen vom Westen nach Osten mitten durch China schlängelt, bildet eine Barriere für jeglichen Landverkehr zwischen Nord- und Südchina. Dieses Hindernis wurde besonders im Eisenbahnverkehr auf der Hauptlinie Peking—Hankou—Canton stark empfunden, und nicht zuletzt auch im städtischen

Verkehr zwischen den drei Städten Wu-Han. So hatte man bereits im Jahre 1913 beschlossen, eine Brücke über den Jangtse in Wu-Han zu bauen. Vier Versuche bis 1950 blieben ergebnislos.

Durch den im Jahre 1950 begonnenen Aufbau in China wurde jedoch an den Eisenbahntransport auf der genannten Linie immer größere Anforderungen gestellt, so daß man schon nach kurzer Zeit die Transportaufgabe nicht mehr mit der Eisenbahnfähre bewältigen konnte. Daher hatte das Eisenbahnministerium im Jahre 1950 mit der Planungsarbeit der Brücke in Wu-Han begonnen, die eine unmittelbare

re Verbindung sowohl für den Eisenbahnverkehr als auch für den städtischen Straßenverkehr über den Jangtse herstellen soll. Das Bauwerk wurde im Rahmen des ersten Fünfjahresplanes vom September 1955 bis Oktober 1957 errichtet.

Interessant ist das beim Bau dieser Brücke entwickelte Gründungsfahrverfahren. Die bis 40 m unter Wasser liegende Gründung der Pfeiler wurde nicht mit Caisson, sondern mittels Stahlbetonrohren von etwa 10 m Durchmesser hergestellt. Durch das Innere des Rohres wird der Feldsgrund gebohrt und dann das Rohr durch Stahlbeton mit dem Fels verbunden. Das Verfahren, das hier nicht näher beschrieben wird, hat sich gegenüber dem Caissonverfahren als sicher, zeit- und kostensparend erwiesen. Im folgenden wird über den Überbau der Strombrücke kurz berichtet.

Gesamtanordnung der Strombrücke

Die Wu-Han-Brücke über den Jangtse hat eine Gesamtlänge von 170,4 m, wovon die Länge der Strombrücke 115,5 m beträgt. Die Strombrücke weist 9 Öffnungen auf, je 3 Öffnungen werden durch einen durchlaufenden Fachwerkträger von gleicher Stützweite 128 m überbrückt (Bild 1 und 2). Die Brücke hat 2 Hauptträger, die im Abstand von 10 m liegen, und ist zweistöckig ausgebildet (Bild 3). Die über dem Obergurt des Hauptträgers liegende obere Fahrbahn

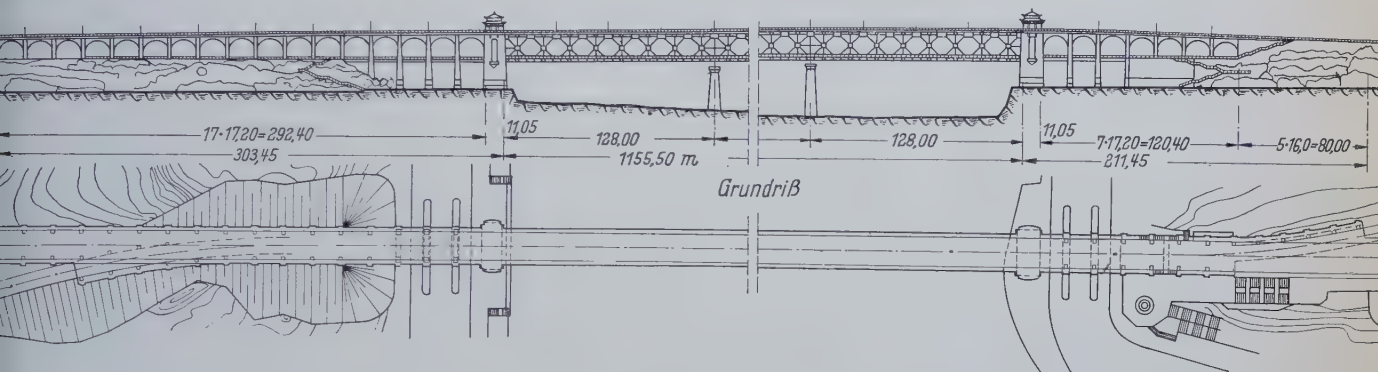


Bild 1. Gesamtplan der Brücke

ent dem Straßenverkehr und hat eine Breite von 18 m. Die am Untergurt des Hauptträgers liegende untere Fahrbahn ist für zweigleisige Eisenbahn vorgesehen. Sowohl auf dem oberen als auch auf dem unteren Stockwerk sind beiderseits Fußwege von 2,25 m Breite angeordnet. Im Innern der an den Enden der Strombrücke befindlichen Türme, die architektonisch den chinesischen Stil kennzeichnen, sind Treppen und Aufzüge für Fußgänger von der Uferstraße bis zum oberen Stockwerk untergebracht.

Die obere Fahrbahn besteht aus einer Stahlbetonplatte, die sich auf die als Verbundträger ausgebildeten Längsträger stützt. Der in den Abständen von 8 m liegende Querträger und die Fußwegkonsole der oberen Fahrbahn sind fachwerkartig ausgebildet, während der Längs- und Querträger der unteren Fahrbahn eine vollwandige Konstruktion darstellen. Über den Auflagern der Hauptträger ist der untere Querträger kräftiger ausgebildet und angeschlossen, außerdem sind beiderseits noch starke Konsolen angeordnet (siehe Bild 3 rechts), an die nötigenfalls hydraulische Pressen zum Heben der Brücke ansetzen können.

In der Ebene der beiden Hauptträgergurtungen befindet sich ein oberer und ein unterer horizontaler Verband. Am Untergurt des oberen Querträgers ist ein hoher, bis zur Halbhöhe des Hauptträgers reichender Querverband angeschlossen, wodurch sowohl die Drehfähigkeit des Brückenquerschnittes als auch die Knicksicherheit der Füllungsstäbe des Hauptträgers eine wesentliche Steigerung erfährt.

Der Hauptträger der Strombrücke

Wahl des Hauptträgersystems

Aus verschiedenen Varianten der Vorentwürfe — einfeldriger Fachwerkträger, Gerberträger, durchlaufender Fachwerkträger, Stahlbetonbogen usw. — hat man sich in Erwägung der Wirtschaftlichkeit, Konstruktion, Herstellung, Aufstellung und Ästhetik zunächst für den durchlaufenden Fachwerkträger über gleiche Öffnungen und mit parallelen Gurtungen entschlossen. Bei der weiteren Ausarbeitung des Projekts wurden Entwürfe mit verschiedenen Ausfüh-

führungsvarianten des Rhombenfachwerks mit Zwischenpfosten nach Bild 1 und 2 gegenüber dem Strebenfachwerk mit Pfosten mit oder ohne Unterteilung der Feldweite verschiedene Vorteile besitzt, namentlich:

1. Beim Strebenfachwerk mit Pfosten sind die maximalen Gurtstabskräfte S_{max} in der Seitenöffnung und über den Innenauflagern fast gleich groß, und dafür muß auch der größte Stabquerschnitt bemessen werden. Dagegen weist das Rhombenfachwerk mit Zwischenpfosten von derselben Trägerhöhe kleineres S_{max} über den Innenauflagern auf, als in der Seitenöffnung, und infolgedessen ist es möglich, durch Regulieren der Auflagerkräfte das S_{max} in der Seitenöffnung und über den Innenauflagern auszugleichen, so daß S_{max} im Rhombenfachwerk um etwa 10 % kleiner ausfällt als im Strebenfachwerk. Dadurch wird der größte Stabquerschnitt kleiner, seine Zusammensetzung einfacher, und — was in diesem Fall von Bedeutung ist — das größte Stabgewicht, das für die Wahl der Transport- und Montagegeräte ausschlaggebend ist, auch kleiner.

2. Beim Rhombenfachwerk sind die Stabkräfte der Diagonalen fast um die Hälfte kleiner als beim Strebenfachwerk, und infolgedessen sind für ihren Knotenanschluß weniger Niete und damit auch kleinere Knotenbleche erforderlich, so daß man mit den handelsüblichen Blechabmessungen auskommt.

Ansicht

Grundriß

3. Im Gegensatz zum Strebenfachwerk sind die Füllungsstäbe des Rhombenfachwerkes kürzer und brauchen nicht gestoßen zu werden, was die Herstellung in der Werkstatt vereinfacht und das Stoßmaterial, das beim Strebenfachwerk über 400 t betragen hätte, erspart.

Aus den angeführten Gründen wurde das Rhombenfachwerk mit Zwischenpfosten zur Ausführung bestimmt. Wie erwähnt, läuft das Fachwerk über 3 Öffnungen von gleicher Stützweite $l = 128$ m durch. Jede Öffnung weist 16 gleiche Felder von der Feldweite 8 m auf. Die Trägerhöhe beträgt 16 m ($= l/8$) und ist gleich der doppelten Feldweite, so daß der Neigungswinkel der Diagonalen 45° beträgt.

3.2 Konstruktion des Hauptträgers

Der Hauptträger ist aus dem Baustahl, der etwa St 37 entspricht, hergestellt. Alle Stäbe erhalten H-förmigen Querschnitt, dessen größte Querschnittshöhe 1100 mm beträgt. Ein solcher Stabquerschnitt läßt sich einfacher nieten und erfordert kein Bindeblech. Die Gurtstäbe sind nur in den Hauptknotenpunkten gestoßen. Die Nietanordnung in verschiedenen Knotenpunkten wurde typisiert, so daß die Nietlöcher für Knotenanschlüsse nach wenigen Schablonen geholt werden konnten. Bild 4 und 5 bringen zwei Beispiele der Knotenanschlüsse am Untergurt und in der Mitte der Trägerhöhe, wo die Enden aller Füllungsstäbe zusammentreffen.

Die erforderliche Überhöhung des Hauptträgers wurde dadurch hergestellt, indem man nur den Abstand a (siehe Bild 6) der beiden mittleren Anschlußnietreihen im Knotenblech am Obergurt vergrößert oder verkleinert (von $+7$ mm bis -6 mm), während die Nietanordnung im Bereich b und der Neigungswinkel φ der Diagonalen unverändert bleiben. Dadurch nimmt die Achse des Hauptträgers die Form einer nach oben konvexen oder konkaven Kurve an. Infolge der Änderung des Abstandes a verschiebt sich der Schnittpunkt der Diagonalen unter oder über die Achse des Obergurtstabes. Die entstandene Exzentrizität des Anschlusses ist geringer als diejenige, die man bei der Verwendung des \perp -förmigen Gurtstab-

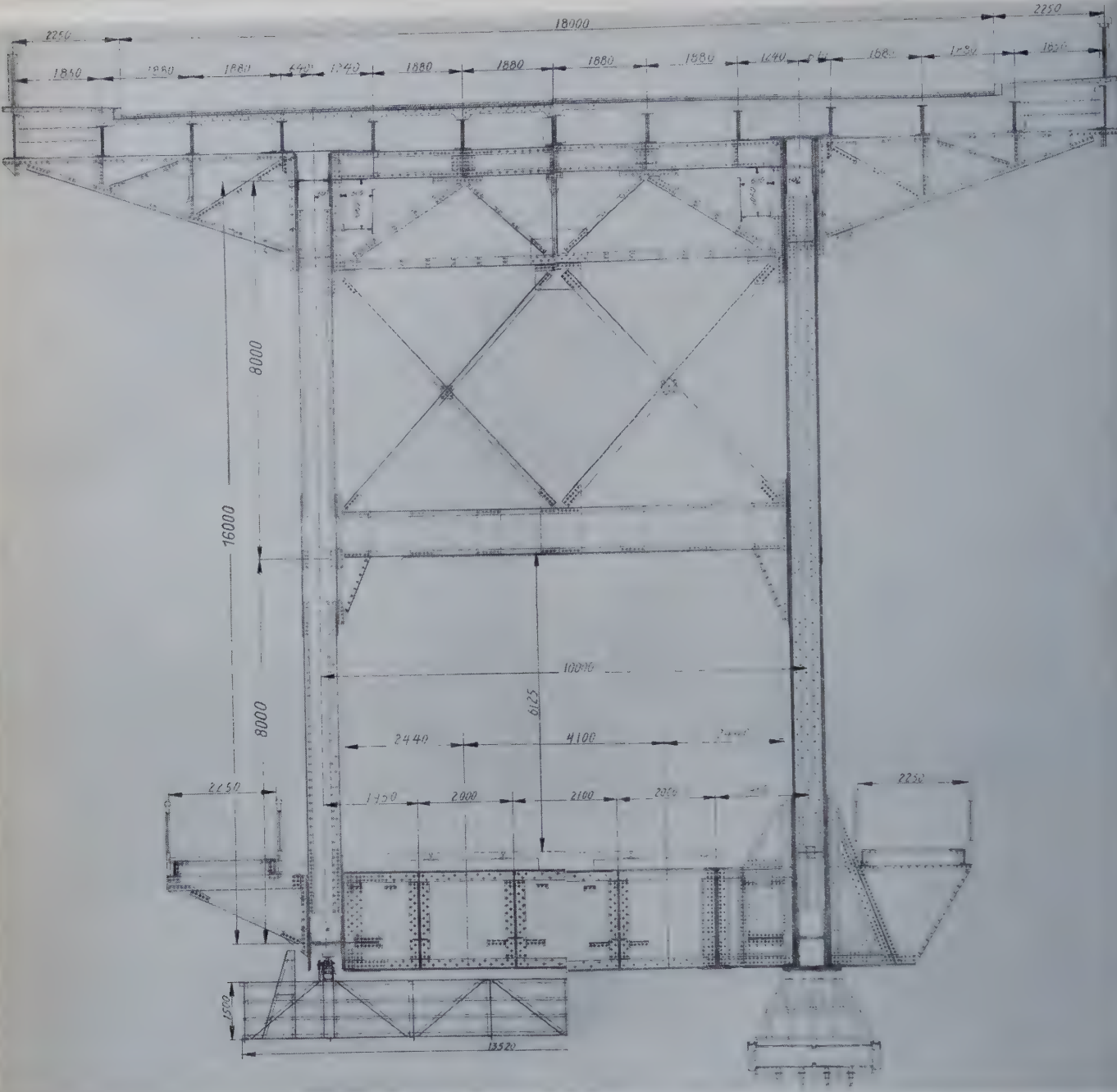


Bild 3. Querschnitt der Strombrücke; links Querschnitt in der Öffnung, rechts Querschnitt über dem Auflager

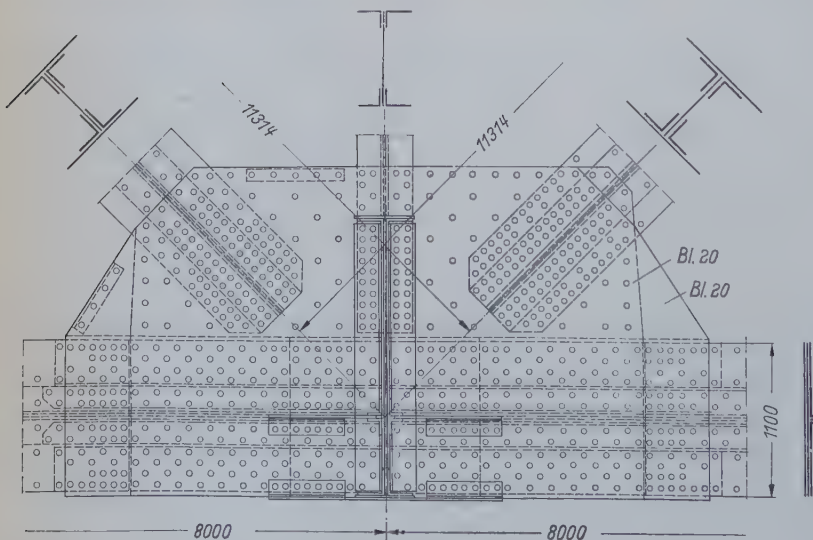


Bild 4. Typische Ausbildung des Knotenpunktes am Untergurt

querschnittes hätte in Kauf nehmen müssen. Der Hauptträger erhielt bei der Herstellung nicht nur die nötigen Überhöhungen in den Öffnungen, sondern auch eine Überhöhung von 138 mm an beiden Enden. Die Senkung der Trägerenden um dieses Maß unter der ständigen Last führt dann den erwähnten Ausgleich von S_{max} in den Gurtstäben über den Innenaufhängern und in den Seitenöffnungen herbei.

3.3 Das statische Verhalten des Hauptträgers

Der Hauptträger stellt ein zweifach äußerlich und dreifach innerlich statisch unbestimmtes Fachwerk dar. Das Fachwerk wurde als ein solches System berechnet. Zu gleicher Zeit wurde auch eine Berechnung nach dem Näherungsverfahren, bei dem man sich das Rhombenfachwerk aus zwei Dreiecksfachwerken zusammengesetzt denkt, durchgeführt. Die Näherungsberechnung liefert, wie bekannt, recht gute Ergebnisse.



Bild 2. Wu-Han-Brücke über den Jangtse

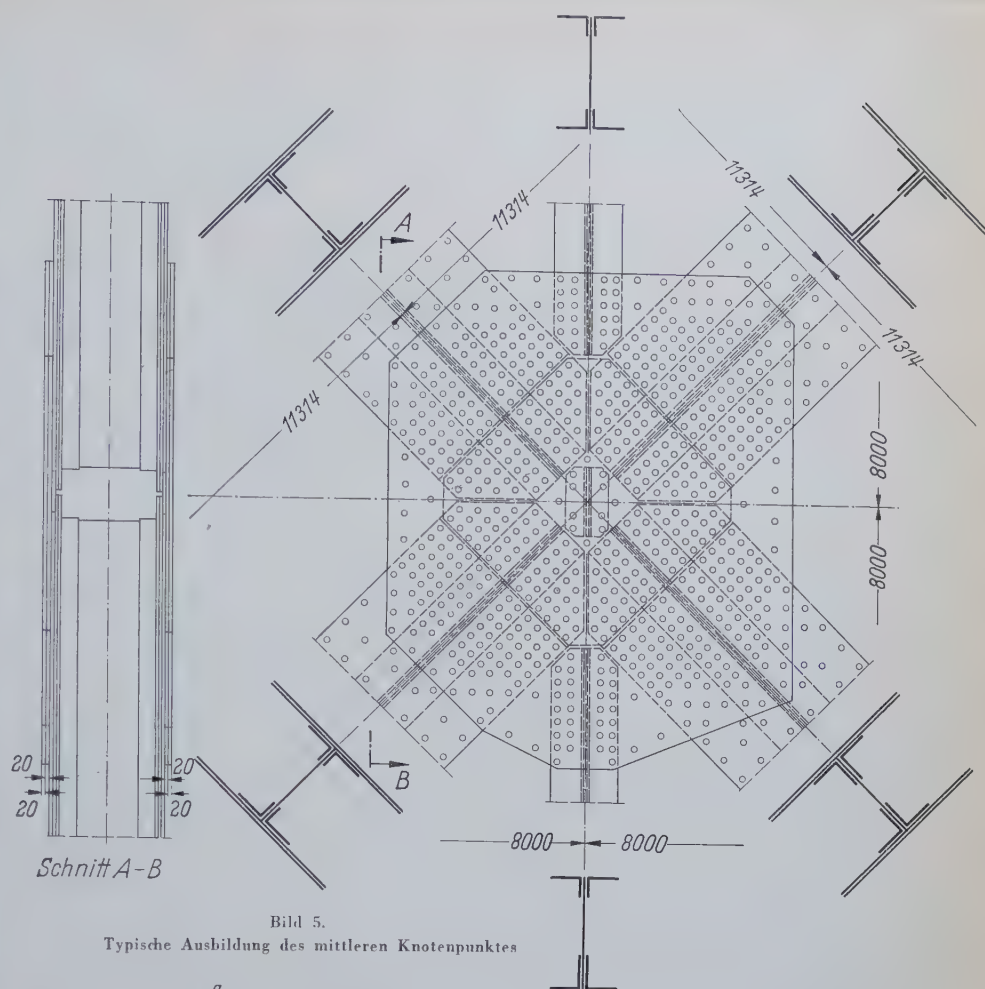


Bild 5.
Typische Ausbildung des mittleren Knotenpunktes

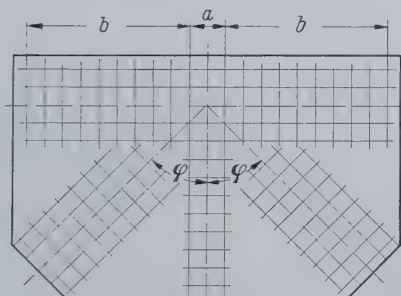


Bild 6. Nietanordnung auf dem Knotenblech am Obergurt. Zur Erzeugung der Überhöhung des Hauptträgers wird a vergrößert oder verkleinert

Nach der Fertigstellung der Brücke wurden Probelastungen durchgeführt und Spannungen in den Stäben gemessen. Die gemessenen Spannungen infolge der Stabkraft sind durchweg kleiner als die Rechnungswerte, ihr Verhältnis beträgt bei Gurtstäben 0,74 bis 0,85, bei Diagonalen 0,74 bis 0,96 und bei Vertikalen 0,92. Der Unterschied zwischen den gemessenen und berechneten Werten dürfte wohl in erster Linie von der Zusammenwirkung der Fahr-



Bild 8. Montage der Strombrücke in der linken ersten Öffnung



Bild 9. Hilfsgerüst am Pfeiler zur Montage der Strombrücke

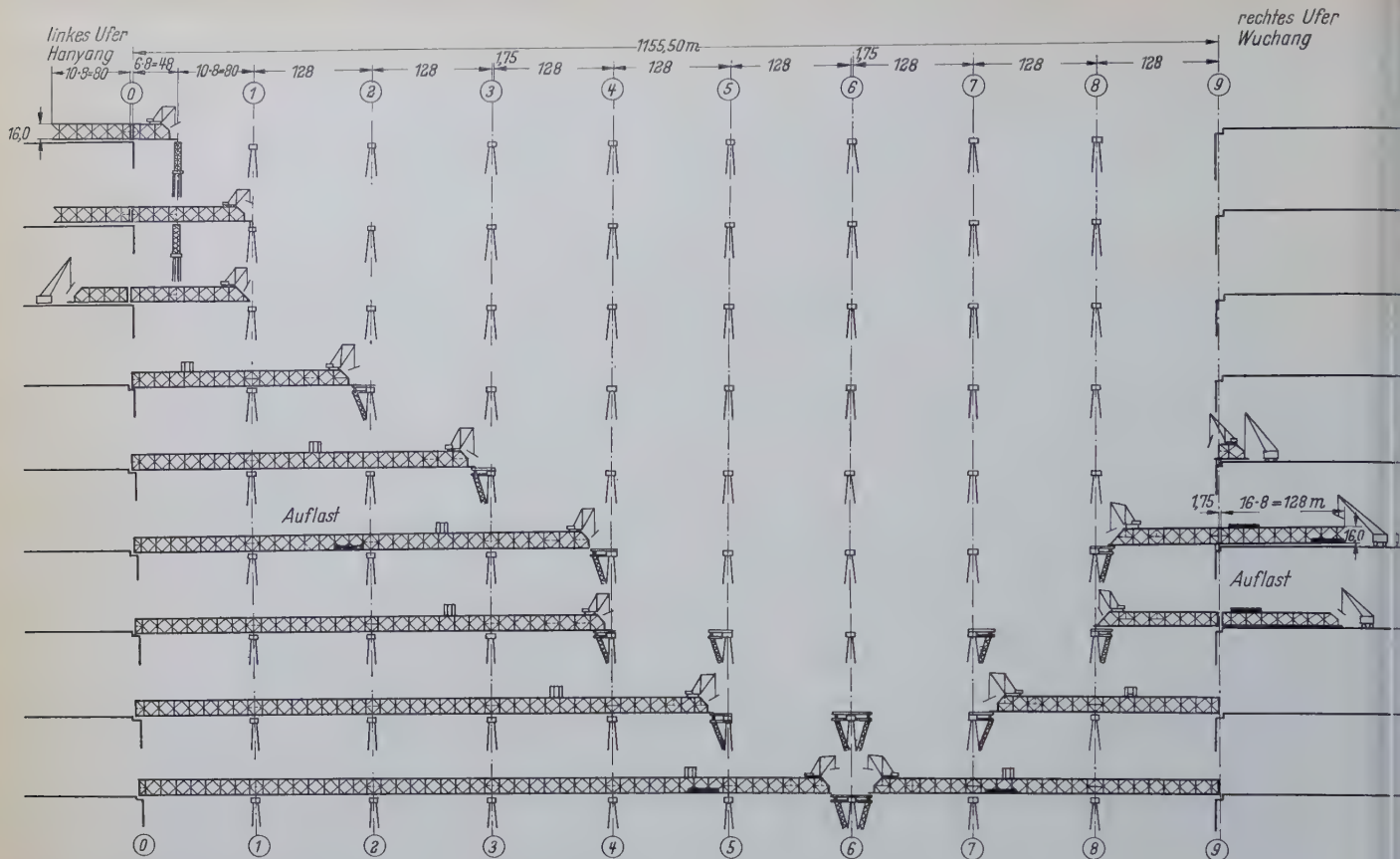


Bild 7. Schema des Montagevorganges der Strombrücke



Bild 10. Probebelastung der Brücke durch Eisenbahnzug



Bild 11. Probebelastung der Brücke durch Straßenfahrzeuge

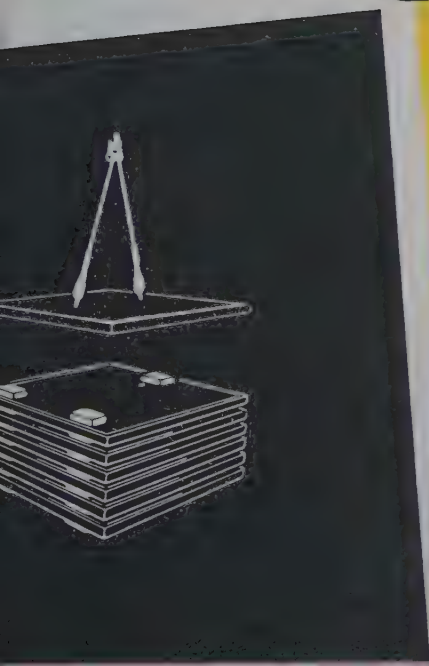
4. Montage der Strombrücke

Der Hauptträger der Strombrücke wurde von beiden Ufern aus im freien Vorbau montiert. Bild 7 stellt schematisch den Montagevorgang dar. Um die Stabspannungen bei der Montage unter der zulässigen Grenze von 1700 kg/cm² zu halten, wurde an den Pfeilern jeweils eine um 16 m auskragende Hilfskonsole angebaut, mit Ausnahme am ersten Pfeiler auf der linken Uferseite, wo in den ersten Öffnung eine Hilfsstütze vorhanden ist, die vorher als Versuchspfeiler zum Ausprobieren des gewählten Gründungsverfahrens gebaut wurde. Während der Aufstellung der linken Seitenöffnung des mittleren Hauptträgers (d. h. der 4. Öffnung vom linken Ufer) wurde dieser vorübergehend mit dem links liegenden Hauptträger gekoppelt. Der Montagekran läuft auf dem Obergurt des Hauptträgers. Bild 8 und 9 zeigen den Montagezustand in der ersten Öffnung und das Hilfsgerüst an einem Pfeiler. Die Montagearbeit hat etwa ein Jahr, von Juni 1956 bis Juli 1957, gedauert und lief zum Teil parallel mit der Bauarbeit der Pfeiler. Der Stahlverbrauch für die Strombrücke beträgt insgesamt 24 850 t, wovon 21 300 t auf die Hauptträger entfällt. Bild 10 und 11 zeigen die Probefahrt auf der fertiggestellten Brücke.

hahnkonstruktionen herrühren, welche in der Berechnung nicht berücksichtigt wurde. Die Nebenspannungen infolge der biegesteifen Knoten- und Querträgeranschlüsse wurden nur gemessen aber nicht gerechnet. Das Verhältnis der gemessenen Gesamtspannung (infolge der Stabkraft und der Biegemomente) zu der gemessenen Spannung infolge der Stabkraft allein beträgt bei Gurtstäben 1,19 bis 1,24, bei Diagonalen 1,14 bis 1,21 und bei Vertikalen 1,94. Die letzte Verhältniszahl liegt deshalb besonders hoch, weil der absolute Betrag der Spannung infolge der Stabkraft bei den Vertikalen verhältnismäßig klein, wogegen die Biegespannung infolge der steifen Querträgeranschlüsse ziemlich groß ist.

Stelcon

GROSSFLÄCHENPLATTEN D.B.P.
DER TRANSPORTABLE BODENBELAG FÜR JEDE BETRIEBSBEANSPRUCHUNG



STELCON - Großflächenplatten

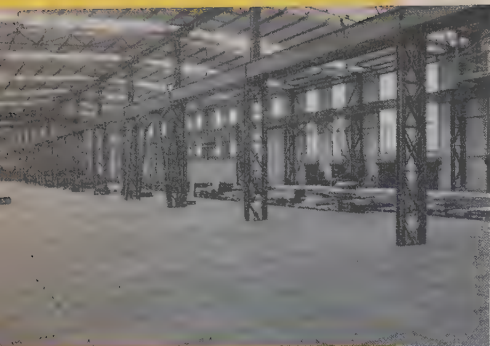
der neueste Typ eines Bodenbelages, der, fabrikmäßig fertiggestellt, überall auf gewachsenem oder angeschüttetem Gelände verlegt und sofort in Benutzung genommen werden kann.

STELCON - Großflächenplatten

der wirtschaftliche Bodenbelag, der dank seines soliden Aufbaus längste Lebensdauer gewährleistet und betriebstörende Reparaturen erspart.

STELCON - Großflächenplatten

der transportable Bodenbelag, der schnell und mühelos verlegt und wieder aufgenommen werden kann, sauber, betriebssicher und schön ist, sich jeder Betriebslage anpaßt und bei Bodensenkungen eine Regulierung des Planums ohne besonderen Aufwand zuläßt.



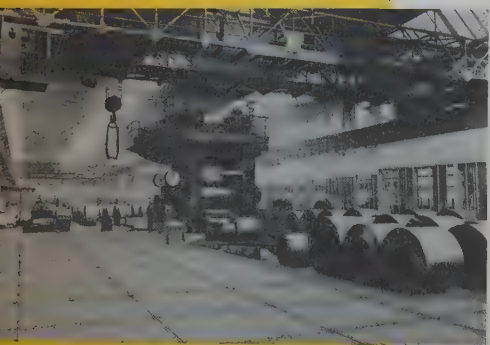
Eisenlagerhalle



Kesselfabrik



Kaianlage



Kaltwalzwerk

Stelcon GROSSFLÄCHENPLATTEN D. B.

werden in ständig steigendem Umfange verwendet

Stahl- und Walzwerke, Maschinenfabriken, Hafenbetrieb und andere Verbraucherkreise in Europa und Übersee haben Millionen von Quadratmetern zur vollsten Zufriedenheit in Benutzung.

Technische Angaben:

Normalgröße der Platten: 2 x 2 m, Dicke 12 cm
Abweichende Größen und Paßplatten lieferbar

Obere Verschleißschicht:

bei schwerer Beanspruchung
aus metallischem STELCON-Panzer-Hartbeton
bei leichter Beanspruchung
aus mineralischem STELCON-Ferubin-Hartbeton

Weitere STELCON-Erzeugnisse für Betriebsbeanspruchungen aller Art:

STELCON-Ankerplatten
STELCON-Ankerplattenblocks
STELCON-Groß-Ankerplattenblocks
STELCON-Panzer-Hartbetonplatten
STELCON-Ferubin-Hartbetonplatten
STELCON-Panzer- und Ferubin-Hartbetonstoff für Estriche
STELCON-Schlachthausplatten
STELCON-Straßenmarkierungs-Steine
STELCON-Straßenmarkierungs-Pfeile
STELCON-Winkelstützmauern



FRITZ EBENER STELCON-INDUSTRIEBÖDEN

STELCON-HAUS • ALFREDSTRASSE 98 ESSEN TEL. 71851/52/53 • FERNSCHREIBER 0857833
STELCON-WERKE: NEUSS/HAFEN

Stelcon-Gesellschaften im Auslande: HOLLAND: N. V. De Meteor, De Steeg • BELGIEN: Stelcon S. A., Brüssel • FRANKREICH: S. A. Chapsol, Paris
LUXEMBURG: Elsen Frères, Luxemburg • SCHWEIZ: Stelcon Industrieböden Richner AG, Zürich • ÖSTERREICH: Anton Schuh oHG, Wien • ENGLAND: Stelcon (Industrial Floors) Ltd., London • DÄNEMARK: Højgaard & Schultz A/S, Kopenhagen • USA: Stelcon Industrial Floors, Inc., New York • KARIBISCHES GEBIET: Curaçao Trading Company S. A., Willemstad (Curaçao) • INDONESIEN: Koopman & Co. N. V., Djakarta • SÜDAFRIKA: Hardcrete Industries (PTY) Ltd., Cape Town.

Benutzung programmgesteuerter Rechenautomaten für statische Aufgaben, erläutert am Beispiel der Durchlaufträgerberechnung

Von Dipl.-Ing. J. Scheer, Darmstadt

Aus dem Institut für Statik, Stahlbrücken- und Stahlhochbau der Technischen Hochschule Darmstadt

Leiter: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. K. Klöppel

DK 681.14 — 523.8 Elektronische Rechenmaschinen

(Schluß aus Heft 9/1958)

4 Anwendung des Reduktionsverfahrens auf Einfeldträger

Mit den Gleichungen (4) bis (8) können wir bereits einen beliebigen Einfeldträger unter den Bedingungen des Abschnittes 4.1 berechnen, wenn der Vektor $v^{s,r}$ am linken Rand des ersten Abschnittes r , also am Beginn des Feldes bekannt ist.

Als Beispiel geben wir die Beziehungen für den Träger nach Bild 6 an:

$$v^{s,r} = v^{s,r} = \mathfrak{A}^s \left\{ \left[\Delta v^{s-1,s} + \mathfrak{A}^{s-1} \cdot \mathfrak{A}^{s-2} (\Delta v^{s-3,s-2} + \mathfrak{A}^{s-3} \dots \mathfrak{A}^{r+1} \cdot \mathfrak{A}^r \cdot v^{r,l}) \right] \right\} \dots (9)$$

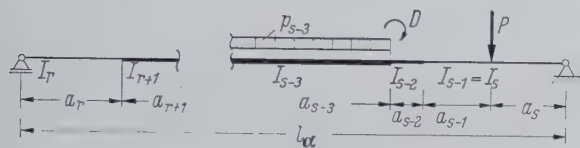


Bild 6. Beispiel für die Berechnung des Vektors $v^{s,r}$ aus $v^{r,l}$

Da die 5. Komponente des Vektors v die Zahl 1 ist, dürfen wir, wenn wir unter der Sprungmatrix $\mathfrak{A}^{i,i+1}$ eine Matrix verstehen, deren 5. Spalte gleich dem Vektor $v^{i,i+1}$ ist und in der alle übrigen Elemente gleich Null sind, Gleichung (9) umschreiben in

$$v^{s,r} = \mathfrak{A}^s \left\{ \left[\mathfrak{A}^{s-1,s} + \mathfrak{A}^{s-1} \cdot \mathfrak{A}^{s-2} \cdot \left[\mathfrak{A}^{s-3,s-2} + \mathfrak{A}^{s-3} \dots \mathfrak{A}^{r+1} \cdot \mathfrak{A}^r \right] \right] v^{r,l} \right\} \quad (9a)$$

$$\underbrace{\underbrace{\underbrace{\underbrace{\underbrace{v^{s-3,r}}_{v^{s-2,l}}}_{v^{s-2,r-s-1,l}}}_{v^{s-1,r}}}_{v^{s,l}}}_{v^{s,l}}$$

In (9a) fassen wir das Produkt sämtlicher Matrizen oder Matrixsummen als Feldmatrix \mathfrak{F}^a zusammen, so daß

$$v^{s,r} = v^{s,r} = \mathfrak{F}^a \cdot v^{r,l} = \mathfrak{F}^a \cdot v^{a,l} \dots (10)$$

ilt.

\mathfrak{F}^a ist bei Beschränkung auf die Aufgabe nach Abschnitt 4.1, h. bei Verzicht auf die zu Beginn dieses Abschnittes genannten Sonderfälle eine Dreiecksmatrix von der Form der Abschnittsmatrix.

Bisher wurde angenommen, daß der Vektor $v^{a,l}$ am linken Rand des Trägers bekannt ist. Das ist jedoch zunächst nicht der Fall. Vielmehr müssen wir die vier Randbedingungen des Trägers — an jedem Ende zwei — heranziehen, um alle Komponenten des Vektors $v^{a,l}$ zu bestimmen. Zwei Komponenten sind durch die zwei Randbedingungen am Trägeranfang sofort bekannt; für die in Bild 3 festgelegte Lagerung des linken Balkenendes sind es

$$\begin{aligned} v^{1,l} &= 0 \\ M^{1,l} &= 0. \end{aligned} \dots (11)$$

Wir schreiben an Stelle der allgemeinen Feldnummerierung a die Nummer I des ersten Feldes, da beim Durchlaufträger die Randbedingungen (11) nur für das erste Feld gelten.

Sollten an der linken Endstütze Moment oder Querkraft (z. B. aus einem Kragarm) oder plastische Stützenverschiebungen vorhanden sein, können diese Größen durch Einschalten einer Sprungmatrix unmittelbar hinter dem Auflager berücksichtigt werden.

Am rechten Trägerrande sind ebenfalls immer zwei Randbedingungen bekannt, z. B. für die Variante 1 nach Bild 3

$$\begin{aligned} v^{1,r} &= 0 \\ M^{1,r} &= 0, \end{aligned} \dots (12)$$

wobei wir den Feldindex I schreiben, da wir zunächst noch den Einfeldträger betrachten wollen. Über Sprunggrößen gilt natürlich sinngemäß das, was für die linke Endstütze gesagt wurde.

Mit den Gleichungen (10), (11) und (12) können die zwei am linken Trägerende im Vektor $v^{1,l}$ unbekannten Komponenten bestimmt werden. Ausgeschrieben lautet

$$v^{1,r} = \mathfrak{F}^I \cdot v^{1,l}$$

$$\begin{pmatrix} 0 \\ v^{1,r} \\ 0 \\ Q^{1,r} \\ 1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & f_{12}^I & f_{13}^I & f_{14}^I & f_{15}^I \\ & 1 & f_{23}^I & f_{24}^I & f_{25}^I \\ & & 1 & f_{34}^I & f_{35}^I \\ & & & 1 & f_{45}^I \\ & & & & 1 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} 0 \\ v^{1,l} \\ 0 \\ Q^{1,l} \\ 1 \end{pmatrix} \dots (13)$$

Aus (13) können wir nun die beiden Gleichungen

$$\begin{aligned} f_{12}^I \cdot v^{1,l} + f_{14}^I \cdot Q^{1,l} &= -f_{15}^I \\ f_{34}^I \cdot Q^{1,l} &= -f_{35}^I \end{aligned} \dots (14)$$

herausziehen und $v^{1,l}$ und $Q^{1,l}$ berechnen. Damit ist $v^{1,l}$ bekannt und die beschriebenen Rechnungen können durchgeführt werden.

Wir fassen das Vorgehen für den Einfeldträger zusammen:

Zuerst wird die Feldmatrix \mathfrak{F}^I durch Multiplizieren der Abschnittsmatrizen \mathfrak{A}^i und eingeschaltetem Addieren der Sprungvektoren $\Delta v^{i,i+1}$ in die 5. Spalte des gerade ermittelten Matrizenproduktes berechnet.

Mit den Randbedingungen und der Feldmatrix werden nach Gleichung (10) die beiden unbekannten Komponenten des Anfangsvektors bestimmt.

Ausgehend vom linken Rand des Trägers werden nach Gleichung (9.a) die 4 Größen v , v' , M und Q an alle beliebigen Stellen des Trägers durch entsprechende Abschnittseinteilungen angegeben.

Kennzeichnend für das Reduktionsverfahren ist bei der hier geschilderten, auf die Benutzung von programmgesteuerten Rechenmaschinen zugeschnittene Aufbereitung, daß die Rechnung zweimal über den Träger verläuft:

Im ersten Durchgang zur Ermittlung der Gleichungen für die zwei zunächst unbekannten Komponenten des Vektors $v^{1,l}$ und

im zweiten Durchgang zur Bestimmung der gesuchten Größen an beliebigen Stellen des Trägers. Der zweite Durchgang ist die fortschreitende Berechnung eines Kragträgers vom Einspannende her, für den an diesem Rand die 4 Randwerte bekannt sind. Zur Kontrolle — auch der bei langen Rechnungen zu beachtenden Aufrundungsfehler — dient der Vergleich der vorgegebenen und der beim zweiten Durchgang am rechten Balkenende ermittelten Randwerte.

4.5 Anwendung des Reduktionsverfahrens auf Durchlaufträger

Das Reduktionsverfahren wollen wir jetzt auf Durchlaufträger anwenden. Dabei setzen wir voraus, daß bereits für alle Felder aus den Abschnitts- und Sprungmatrizen die Feldmatrizen berechnet sind. Wie beim Einfeldträger besteht die erste Aufgabe in der Bestimmung der beiden zunächst unbekannten Komponenten des Vektors $v^{1,l}$.

$$\text{In Gleichung (10)} \quad v^{1,r} = \mathfrak{F}^I \cdot v^{1,l}$$

für das erste Feld eines Durchlaufträgers ist im Gegensatz zu Gleichung (13) für den Einfeldträger $M^{1,r}$ unbekannt. Außerdem kann infolge einer plastischen Stützenverschiebung $v^{1,r}$ von Null ver-

schieden sein. Von den beiden Gleichungen (14) verwenden wir die erste

$$f_{12}^{I,l} \cdot v^{I,l} + f_{14}^{I,l} \cdot Q^{I,l} = v^{I,r} - f_{15}^{I,l}$$

um $Q^{I,l}$ nach

$$Q^{I,l} = \frac{1}{f_{14}^{I,l}} (v^{I,r} - f_{12}^{I,l} \cdot v^{I,l} - f_{15}^{I,l}) \quad (15)$$

aus den übrigen Gleichungen (13) zu eliminieren. Damit lauten die Gleichungen für die 4 Größen am Ende des ersten Feldes

$$\begin{aligned} v^{I,r} &= v^{I,r}, \\ v^{I,l} &= \left(1 - \frac{f_{12}^{I,l}}{f_{14}^{I,l}} \cdot f_{24}^{I,l} \right) \cdot v^{I,l} + \frac{f_{24}^{I,l}}{f_{14}^{I,l}} (v^{I,r} - f_{15}^{I,l}) + f_{25}^{I,l}, \\ M^{I,r} &= -\frac{f_{12}^{I,l}}{f_{14}^{I,l}} \cdot f_{34}^{I,l} \cdot v^{I,l} + \frac{f_{34}^{I,l}}{f_{14}^{I,l}} (v^{I,r} - f_{15}^{I,l}) + f_{35}^{I,l}, \quad . . . (16) \\ Q^{I,r} &= -\frac{f_{12}^{I,l}}{f_{14}^{I,l}} \cdot v^{I,l} + \frac{1}{f_{14}^{I,l}} (v^{I,r} - f_{15}^{I,l}) + f_{45}^{I,l}. \end{aligned}$$

Nach (16) sind alle 4 Größen am rechten Rand des Feldes I zu berechnen, wenn $v^{I,l}$ bekannt ist.

Geht man über die erste Innenstütze in das zweite Feld hinein, ist die Querkraft am linken Rand dieses Feldes unbekannt. Wir führen sie in den Vektor $v^{II,l}$ als neue Unbekannte ein, so daß folgt

$$\begin{pmatrix} v^{II,l} \\ v^{I,l} \\ M^{II,l} \\ Q^{II,l} \\ 1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 - \frac{f_{12}^{I,l}}{f_{14}^{I,l}} \cdot f_{24}^{I,l} & 0 & \frac{f_{24}^{I,l}}{f_{14}^{I,l}} (v^{I,r} - f_{15}^{I,l}) + f_{25}^{I,l} & 0 & 0 \\ -\frac{f_{12}^{I,l}}{f_{14}^{I,l}} \cdot f_{34}^{I,l} & 0 & \frac{f_{34}^{I,l}}{f_{14}^{I,l}} (v^{I,r} - f_{15}^{I,l}) + f_{35}^{I,l} & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} v^{I,l} \\ Q^{II,l} \\ 1 \end{pmatrix} \quad . . (17)$$

In (17) fassen wir die einzelnen Summanden zu den Koeffizienten $l_{i,k}^{II}$ der Matrix \mathcal{L}^{II} und den Vektor f^{II} zur Berechnung des Vektors am linken Rand des Feldes II zusammen und schreiben

$$v^{II,l} = \mathcal{L}^{II} \cdot f^{II} \quad (18)$$

oder ausführlich

$$\begin{pmatrix} v^{II,l} \\ v^{I,l} \\ M^{II,l} \\ Q^{II,l} \\ 1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 & 0 & l_{13}^{II} \\ l_{21}^{II} & 0 & l_{23}^{II} \\ l_{31}^{II} & 0 & l_{33}^{II} \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} v^{I,l} \\ Q^{II,l} \\ 1 \end{pmatrix} \quad . . (18a)$$

f^{II} (allgemein f^{α}) ist der Vektor der im Feld II (allgemein im Feld α) unbekannten Größen.

Den Vektor am rechten Rand des Feldes II erhalten wir aus

$$v^{II,r} = \mathcal{G}^{II} \cdot v^{II,l}$$

oder mit (18) aus $v^{II,r} = \mathcal{G}^{II} \cdot \mathcal{L}^{II} \cdot f^{II}$.

Wir fassen

$$\mathcal{G}^{II} \cdot \mathcal{L}^{II} = \mathcal{R}^{II}$$

zusammen, so daß $v^{II,r} = \mathcal{R}^{II} \cdot f^{II} \quad (19)$

folgt. Mit der Matrix \mathcal{R}^{II} berechnen wir also den Vektor am rechten Rand des Feldes II genau so, wie mit \mathcal{L}^{II} am linken Rand des Feldes.

Da die Matrizenmultiplikation $\mathcal{R}^{II} = \mathcal{G}^{II} \cdot \mathcal{L}^{II}$ oder allgemein $\mathcal{R}^{\alpha} = \mathcal{G}^{\alpha} \cdot \mathcal{L}^{\alpha}$ wegen der Koeffizienten 0 und 1 in \mathcal{G}^{α} und \mathcal{L}^{α} verstümmelt, lohnt es sich, die Koeffizienten $r_{i,k}^{\alpha}$ einzeln anzuschreiben:

$$\begin{aligned} r_{11}^{\alpha} &= f_{12}^{\alpha} \cdot l_{21}^{\alpha} + f_{13}^{\alpha} \cdot l_{31}^{\alpha} & r_{12}^{\alpha} &= f_{14}^{\alpha} & r_{13}^{\alpha} &= l_{13}^{\alpha} + f_{12}^{\alpha} \cdot l_{23}^{\alpha} + f_{13}^{\alpha} \cdot l_{33}^{\alpha} + f_{15}^{\alpha} \\ r_{21}^{\alpha} &= l_{21}^{\alpha} + f_{23}^{\alpha} \cdot l_{31}^{\alpha} & r_{22}^{\alpha} &= f_{24}^{\alpha} & r_{23}^{\alpha} &= l_{23}^{\alpha} + f_{23}^{\alpha} \cdot l_{33}^{\alpha} + f_{25}^{\alpha} \\ r_{31}^{\alpha} &= l_{31}^{\alpha} & r_{32}^{\alpha} &= f_{34}^{\alpha} & r_{33}^{\alpha} &= l_{33}^{\alpha} + f_{35}^{\alpha} \\ r_{41}^{\alpha} &= 0 & r_{42}^{\alpha} &= 1 & r_{43}^{\alpha} &= f_{45}^{\alpha} \\ r_{51}^{\alpha} &= 0 & r_{52}^{\alpha} &= 0 & r_{53}^{\alpha} &= 1 \end{aligned} \quad . . . (20)$$

Wir haben an der ersten Innenstütze betrachtet, wie wir aus der Zwischenbedingung, die in der Vorgabe des u. U. von Null verschiedenen Wertes $v^{I,r}$ besteht, eine Gleichung für die Querkraft am linken Rand des Feldes I gewinnen, diese Größe aus den übrigen Gleichungen eliminieren und am linken Rand des Feldes II die Querkraft $Q^{II,l}$ als neue Unbekannte einführen. Dabei waren die Gleichungen (15) und (16) noch nicht allgemein gültig, d. h. auf alle Zwischenstützen zu übertragen, da wir von dem speziellen Anfangsvektor $v^{I,l}$ mit den Randbedingungen $v^{I,l} = 0$ und $M^{I,l} = 0$ ausgegangen sind.

Wir wollen daher an der zweiten Innenstütze die Beziehungen in allgemeiner Gültigkeit anschreiben. Aus (19) mit (20) erhalten wir für die erste Komponente von $v^{II,r}$

$$v^{II,r} = r_{11}^{II} \cdot v^{I,l} + r_{12}^{II} \cdot Q^{II,l} + r_{13}^{II}$$

und damit die allgemeine Gleichung für $Q^{\alpha,l}$

$$Q^{\alpha,l} = \frac{1}{r_{12}^{\alpha}} (v^{\alpha,r} - r_{11}^{\alpha} \cdot v^{I,l} - r_{13}^{\alpha}) \quad (21)$$

Gehen wir über die Stütze in das Feld $(\alpha + 1)$, benötigen wir die Matrix $\mathcal{L}^{\alpha+1}$. Der Aufbau der Matrix ist aus (18 a) zu ersehen. Die Beziehungen zwischen den Koeffizienten $r_{i,k}^{\alpha}$ und $l_{i,k}^{\alpha+1}$ lauten

$$\begin{aligned} l_{21}^{\alpha+1} &= -\frac{r_{11}^{\alpha}}{r_{12}^{\alpha}} \cdot r_{22}^{\alpha} + r_{21}^{\alpha} & l_{13}^{\alpha+1} &= v^{\alpha,r} \\ l_{31}^{\alpha+1} &= -\frac{r_{11}^{\alpha}}{r_{12}^{\alpha}} \cdot r_{32}^{\alpha} + r_{31}^{\alpha} & l_{23}^{\alpha+1} &= \frac{v^{\alpha,r} - r_{13}^{\alpha}}{r_{12}^{\alpha}} \cdot r_{22}^{\alpha} + r_{23}^{\alpha} \quad . . (22) \\ & & l_{33}^{\alpha+1} &= \frac{v^{\alpha,r} - r_{13}^{\alpha}}{r_{12}^{\alpha}} \cdot r_{32}^{\alpha} + r_{33}^{\alpha} \end{aligned}$$

In den Gleichungen (22) ist natürlich auch der Sonderfall der ersten Innenstütze enthalten. In \mathcal{L}^{I+1} sind die Koeffizienten $l_{21}^{I+1} = l_{42}^I = l_{53}^I = 1$, alle übrigen gleich Null. Damit kann man die Werte $r_{i,k}^I$ nach (20) und $l_{i,k}^{II}$ nach (22) ausrechnen und die Gleichung (17) für die erste Innenstütze bestätigen.

Mit den Gleichungen (18) bis (22) kann man über alle Zwischenstützen bis zum Balkenende, also bis zur Ermittlung der Matrix \mathcal{M}^{μ} des letzten Feldes μ gelangen. Dabei hat man in allen Vektoren f^{α} der unbekannten Werte die Neigung am Trägeranfang $v^{I,l}$ bis zum Balkenende mitgenommen. Beim Übergang über eine Stütze wurde jeweils eine von $v^{I,l}$ abhängige Gleichung (21) für die Querkraft am Beginn des links von der Stütze liegenden Feldes gewonnen und die Querkraft am Beginn des rechts von der Stütze liegenden Feldes als neue Unbekannte eingeführt. So kommt man am Balkenende mit dem Vektor f^{μ} , also den Unbekannten $v^{I,l}$ und $Q^{\mu,l}$ an, die aus den beiden Randbedingungen am Trägerende bestimmt werden. Aus (19)

$$v^{\mu,r} = \mathcal{R}^{\mu} \cdot f^{\mu}$$

oder ausführlich

$$\begin{pmatrix} v^{\mu,r} \\ v^{\mu,l} \\ M^{\mu,r} \\ Q^{\mu,r} \\ 1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} r_{11}^{\mu} & r_{12}^{\mu} & r_{13}^{\mu} \\ r_{21}^{\mu} & r_{22}^{\mu} & r_{23}^{\mu} \\ r_{31}^{\mu} & r_{32}^{\mu} & r_{33}^{\mu} \\ 0 & 1 & r_{43}^{\mu} \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} v^{I,l} \\ Q^{\mu,l} \\ 1 \end{pmatrix} \quad . . (23)$$

können wir für die vier Varianten nach Bild 3 folgende Gleichungen für $v^{I,l}$ und $Q^{\mu,l}$ herausziehen:

Variante 1

Mit den bekannten Werten $v^{\mu,r}$ und $M^{\mu,r}$ und der Abkürzung

$$N_1 = r_{11}^{\mu} \cdot r_{32}^{\mu} - r_{12}^{\mu} \cdot r_{31}^{\mu}$$

folgt

$$v^{I,l} = \frac{1}{N_1} [r_{32}^{\mu} (v^{\mu,r} - r_{13}^{\mu}) - r_{12}^{\mu} (M^{\mu,r} - r_{33}^{\mu})],$$

$$Q^{\mu,l} = \frac{1}{r_{12}^{\mu}} [(v^{\mu,r} - r_{13}^{\mu}) - r_{11}^{\mu} \cdot v^{I,l}]. \quad \dots (24a)$$

variante 2

Mit den bekannten Werten $v^{\mu,r}$ und $Q^{\mu,r}$ folgt

$$Q^{\mu,l} = Q^{\mu,r} - r_{43}^{\mu},$$

$$v^{I,l} = \frac{1}{r_{12}^{\mu}} [(v^{\mu,r} - r_{23}^{\mu}) - r_{22}^{\mu} \cdot Q^{\mu,l}]. \quad \dots (24b)$$

variante 3

Mit den bekannten Werten $v^{\mu,r}$ und $v^{\mu,l}$ und der Abkürzung

$$N_2 = r_{11}^{\mu} \cdot r_{22}^{\mu} - r_{12}^{\mu} \cdot r_{21}^{\mu}$$

$$v^{I,l} = \frac{1}{N_2} [r_{22}^{\mu} (v^{\mu,r} - r_{13}^{\mu}) - r_{12}^{\mu} (v^{\mu,l} - r_{23}^{\mu})],$$

$$Q^{\mu,l} = \frac{1}{r_{12}^{\mu}} [(v^{\mu,r} - r_{13}^{\mu}) - r_{11}^{\mu} \cdot v^{I,l}]. \quad \dots (24c)$$

variante 4

Mit den bekannten Werten $M^{\mu,r}$ und $Q^{\mu,r}$ folgt

$$Q^{\mu,l} = Q^{\mu,r} - r_{43}^{\mu},$$

$$v^{I,l} = \frac{1}{r_{31}^{\mu}} [(M^{\mu,r} - r_{33}^{\mu}) - r_{32}^{\mu} \cdot Q^{\mu,l}]. \quad \dots (24d)$$

Damit können die Querkraften $Q^{\alpha,l}$ nach den Gleichungen (21) berechnet werden, so daß jetzt alle gesuchten, beim ersten Durchgang unbekannten Größen zur Verfügung stehen. Es kann also der Durchgang beginnen. Kommt man dabei über eine Stütze hinweg, so ist nur die durch die fortschreitende Berechnung gefundene, links von der Stütze wirkende Querkraft $Q^{\alpha,r}$ durch $Q^{\alpha+1,l}$ nach (21) zu ersetzen, und man kann im Feld $(\alpha + 1)$ fortfahren. Das Ersetzen von $Q^{\alpha,r}$ durch $Q^{\alpha+1,l}$ an einer Stütze ist gleichwertig mit dem Anbringen einer Sprunggröße ΔQ von der Größe der dortigen Auflagerkraft.

Unabhängig von der Zahl der Felder und der Art der Endlagerung des Trägers führt das Reduktionsverfahren immer auf nur 2 Gleichungen mit 2 Unbekannten. Dies gilt im Gegensatz zur Aufbereitung von Falk für alle Durchlaufträger nach 4.1. Die von Falk [4] genannten Voraussetzungen für das „abgekürzte Verfahren“ werden durch das vorgeschaltete Zusammenfassen von Abschnitts- und Sprungmatrizen zu Feldmatrizen künstlich hergestellt. Das Reduktionsverfahren liefert im Gegensatz zu den Kraft- und Deformationsgrößenverfahren gleichzeitig Schnitt- und Verformungsgrößen.

6 Das Flußdiagramm

In Bild 7 ist das Flußdiagramm für die beschriebene Durchlaufträgerberechnung wiedergegeben. Es ist eine Rechenmaschine mit Hochkartenein- und -ausgabe vorausgesetzt. Die hiervon betroffenen Abschnitte können auf andere Ein- und Ausgaben ohne Schwierigkeiten abgeändert werden.

6.1 Eingabe der Daten

Für die Eingabe sind 6 verschiedene Kartentypen vorgesehen, die — abgesehen von der Hauptkarte — durch Kennzeichen voneinander zu unterscheiden sind.

Hauptkarte

enthält die Daten Elastizitätsmodul E und die Zahlenwerte 1, 1/2, 3 und 1/4;

Abschnittskarte

enthält Kennzeichnung des Kartentyps und eine Numerierung,

Trägheitsmoment J_i ,

Abschnittslänge a_i ,

Abschnittsbelastung p_i ,

bis 4 Randabstände e zur Berechnung von $W_i = \frac{J_i}{e}$;

(Bei Randabständen für die Berechnung der Betonspannungen in Verbundträgern zur Zeit $t = 0$ können entweder die

(J_B/J_{St}) -fachen Abstände eingegeben werden oder die vollen Abstände im Programm durch den zusätzlich auf der Hauptkarte eingegebenen Wert J_B/J_{St} reduziert werden.)

Sprungkarte

enthält Kennzeichnung des Kartentyps und Numerierung,

Sprunggrößen Δv
 $\Delta v'$
 ΔM
 ΔQ } nach Bild 5;

Stützenkarte

enthält Kennzeichnung des Kartentyps und Numerierung, Angabe der plastischen Stützenverschiebung;

Endkarte

enthält Kennzeichnung des Kartentyps, Kennzeichen zur Festlegung der Endvariante nach Bild 3;

Schrittkarte

enthält Kennzeichnung des Kartentyps und Numerierung,

Länge s ,

Schrittzahl n ;

Auf die Länge s sollen an n Stellen mit dem Abstand $\frac{s}{n}$ die

Ergebnisse ausgeliefert werden. Man hat durch die Schrittkarte die Möglichkeit, über die Ausgabestellen unabhängig von der Abschnittseinteilung des Trägers zu verfügen; man kann z. B. für die Einflußlinie einer Größe im ersten Feld die relativ kleinen Ordinaten in den letzten Feldern mit größeren Abständen als im übrigen Träger ausgeben.

Die Numerierung der Karten dient nur Zwecken, die außerhalb der Rechenmaschine liegen, hauptsächlich dem Sortieren und Kontrollieren des Kartenstapels (s. 4.64).

4.62 Erster Durchgang der Rechnung bis zur Ermittlung der Neigung v' am Trägeranfang

Die Beschreibung des Rechenablaufes ist nach den Eintragungen im Flußdiagramm (Bild 7) gegliedert.

a) Das Programm beginnt mit dem Einlesen und -speichern der Hauptkartenwerte.

b) Um bei der Berechnung der Feldmatrizen \mathfrak{F}^{α} für alle Abschnittsmatrizen — also auch für die erste — und für alle Sprungmatrizen gleiche Rechenregeln zu bekommen, erweitern wir die Gleichung (5) formal um den Faktor \mathfrak{E} = Einheitsmatrix zu

$$v^{i,r} = \mathfrak{A}^i \cdot \mathfrak{E} \cdot v^{i,l} \dots \dots \dots (10b)$$

Die Einheitsmatrix \mathfrak{E} wird im Rechenabschnitt b) aufgebaut.

c) Es wird eine Karte gelesen und der Inhalt der Karte für den 2. Durchgang abgespeichert.

d a) Ist die Karte eine Abschnittskarte — die Maschine entscheidet diese Frage nach dem Kennzeichen —, so wird in e a) nach Gleichung (4 c) die Abschnittsmatrix aufgestellt, das Matrizenprodukt $\mathfrak{P}^{i+1} = \mathfrak{A}^i \cdot \mathfrak{P}^i$ gebildet und \mathfrak{P}^{i+1} an den vorher von \mathfrak{P}^i besetzten Speicherplatz gebracht. Die beiden letzten Vorgänge fassen wir zusammen in der Schreibweise: $\mathfrak{A}^i \cdot \mathfrak{P}^i = > \mathfrak{P}^i$ mit dem Symbol: $= >$ bedeutet „wird zu“. In dem Sonderfall, bei dem $\mathfrak{A}^i = \mathfrak{A}^1$ ist und am linken Trägerrand keine Sprunggröße vorhanden ist, wird die Operation $\mathfrak{A}^1 \cdot \mathfrak{E} = > \mathfrak{P}^i$ ausgeführt. Die Rechnung wird bei c) fortgesetzt.

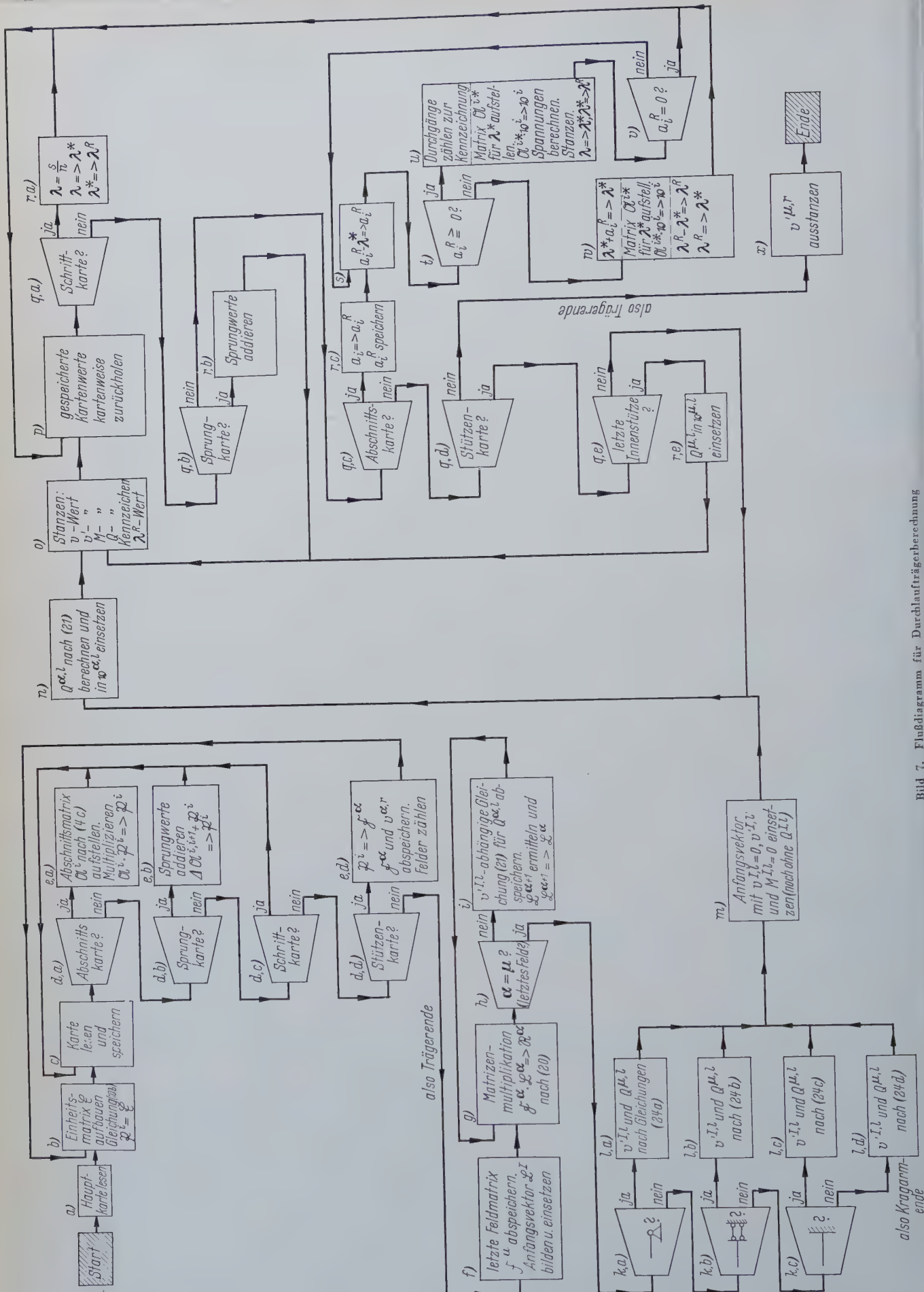
d b) War die Karte keine Abschnittskarte, so wird gefragt, ob in c) eine Sprungkarte eingelesen wurde. Wenn ja, werden in e b) die Sprungwerte nach $\Delta \mathfrak{A}^{i+1} + \mathfrak{P}^i = > \mathfrak{P}^i$ addiert und wieder bei c) fortgefahren. Wird die Frage in d b) verneint, und in

d c) festgestellt, daß eine Schrittkarte eingelesen wurde, folgt direkt ein Rücksprung nach c). Auf die Feststellung in

d d), daß die eingelesene Karte eine Stützenkarte war, wird in

e d) die Feldmatrix $\mathfrak{F}^{\alpha} = \mathfrak{P}^i$ und der Wert $v^{\alpha,r}$ abgespeichert. Außerdem werden die Felder für den Programmteil h) und q e) gezählt. Es erfolgt ein Rücksprung nach b).

Die vorhergehenden Abschnitte werden so oft durchlaufen, bis das Trägerende erreicht wird. Wurde in c) die Endkarte eingelesen,



o werden die Fragen da) bis dd) verneint. Die Rechnung wird im Programmteil f) fortgesetzt. Von dort oder später besteht keine Möglichkeit mehr, zu einem vorhergehenden Programmteil zurückzukehren. Damit ist auch das Einlesen aller Daten beendet. Die weitere Rechnung geschieht allein mit dem in der Maschine gespeicherten Zahlenmaterial.

f) Es wird zunächst die letzte Feldmatrix \mathfrak{F}^u abgespeichert. Zur Berechnung der Matrizen \mathfrak{Q}^u und \mathfrak{R}^u müssen wir mit \mathfrak{L}^1 beginnen. Wie im Abschnitt 4.3 für den Sonderfall der Gleichung (22) beschrieben wurde, sind außer $l_{31}^1 = l_{42}^1 = l_{51}^1 = 1$ alle Koeffizienten l_{ik}^1 gleich Null. \mathfrak{L}^1 kann also durch das Einsetzen der Zahlenwerte und 0 gebildet werden.

g) Nach (20) wird die Matrizenmultiplikation $\mathfrak{F}^u \cdot \mathfrak{Q}^u = \mathfrak{R}^u$ ausgeführt.

h) In e d) wurden die Felder des Durchlaufträgers gezählt. Daraus kann jetzt gefragt werden, ob die in g) vorgenommene Matrizenmultiplikation bereits für das letzte Feld galt, d. h. ob α gleich μ war.

i) Die Koeffizienten der Gleichung (21) für die Querkraft $Q^{\alpha,l}$ werden abgespeichert für den Rechenabschnitt n). Nach den Gleichungen (22) wird $\mathfrak{Q}^{\alpha+1}$ ermittelt und an die Stelle von \mathfrak{Q}^u gesetzt: $\mathfrak{Q}^{\alpha+1} = \mathfrak{Q}^u$. Anschließend Rücksprung nach g).

War im Abschnitt h festgestellt, daß $\alpha = \mu$ war, so können unabhängig von der Variante des Trägerendes in

k a) bis l d) die Größen $v^{l,l}$ und $Q^{\alpha,l}$ nach einer der Gleichungsgruppen (24 a) bis (24 d) berechnet werden. Die Gleichungsgruppe wählt die Maschine nach dem hierfür vorgesehenen Kennzeichen auf der Endkarte aus. $Q^{\alpha,l}$ wird für den Rechenabschnitt q e) abgespeichert.

4.63 Zweiter Durchgang der Rechnung mit Ausgabe der Ergebnisse

m) Die Rechnung beginnt am Trägeranfang mit dem Einsetzen der Werte $v^{1,l} = 0$, dem jetzt bekannten Wert $v^{l,l}$ und $M^{1,l} = 0$.

n) Aus Gleichung (21), die im Abschnitt i) abgespeichert wurde, wird $Q^{\alpha,l}$ berechnet und in den Vektor $\mathfrak{v}^{\alpha,l}$ eingesetzt.

o) Es wird eine Karte gestanzt, die eine Numerierung und die Werte v , v' , M , Q für die Trägerstelle unmittelbar rechts von dem Ort, bis zu dem die Rechnung gerade fortgeschritten ist, enthält. (Erreicht die Rechnung den Abschnitt o) zum ersten Mal, sind es die Komponenten des Vektors $\mathfrak{v}^{1,l}$, von denen zwei gleich Null sind.) Außerdem wird ein Wert λ^R ausgestanzt, auf dem unter w) eingegangen wird, da er beim ersten Erreichen von o) gleich Null ist.

p) Die im Abschnitt c) abgespeicherten Daten werden in der Reihenfolge der Karteneingabe kartenweise zurückgeholt. Wie in den Rechenabschnitten d) wird jetzt in den Abschnitten q nach dem Kartentyp gefragt, wobei im Einzelfall folgende Rechnungen durchgeführt werden:

r a) Für eine Schrittkarte werden die Schrittweiten $\lambda = \frac{s}{n}$ berechnet, $\lambda = > \lambda^*$ und $\lambda^* = > \lambda^R$ gesetzt. (Zu λ^* und λ^R siehe insbesondere Abschnitt w.) Es folgt Rücksprung zum Kartenzurückholen.

r b) Für eine Sprungkarte werden die Sprungwerte addiert. Rücksprung zum Stanzen in o).

r c) Für eine Abschnittskarte wird die Abschnittslänge $a_i = > a_i^R$ gesetzt und a_i^R abgespeichert. In

s) wird die Differenz $a_i^R - \lambda^*$ zu a_i^R . In

t) wird gefragt, ob $a_i^R \geq 0$ ist.

Ist $a_i^R \geq 0$, so liegt der Punkt im Abstand λ^* vom vorhergehenden Punkt noch innerhalb des Abschnittes i . Die Rechnung kann mit dem Aufstellen der Matrix \mathfrak{Q}^{i+1} nach (4 c) für die Werte J_i, P_i , aber λ^* an Stelle von a_i fortgesetzt werden. Das geschieht in

u) wo außerdem die Matrizenmultiplikation und Umspeicherung $\mathfrak{Q}^{i+1} \cdot \mathfrak{v}^i = \mathfrak{v}^{i+1}$ durchgeführt wird. Mit den Werten J und e der Abschnittskarte werden aus M die Spannungen berechnet. Zu Beginn

des Rechenabschnittes u) werden dessen Durchgänge gezählt; damit wird eine fortlaufende Numerierung der Punkte im Abstand λ gewonnen. Eine Karte mit dieser Numerierung, den Werten v , M , Q und maximal 4 σ -Spannungen wird gestanzt.

Wird im Rechenabschnitt o) eine Karte gestanzt, so erhält sie die gleiche Numerierung wie die zuvor in u) gestanzte Karte.

In u) wird außerdem $\lambda = > \lambda^*$ und $\lambda^* = > \lambda^R$ gesetzt. In

v) wird gefragt, ob $a_i^R = 0$ war. Wenn ja, ist der Abschnitt mit der Länge a_i durchgerechnet und es muß bei p) fortgefahren werden. Wenn nein, wird zu s) zurückgekehrt.

Den Abschnitt

w) erreichen wir, wenn die Differenz $a_i^R - \lambda^* < 0$ wird. Dann darf mit den Werten J und p der zuletzt eingelesenen Abschnittskarte nur noch ein Trägerstück von der vor der letzten Differenzbildung vorhandenen Restlänge a_i^R berechnet werden. Das geschieht in w) mit $\lambda^* + a_i^R = > \lambda^*$ (a_i^R ist negativ!). Jedoch wird im Gegensatz zum Rechenabschnitt u) keine Ausgabekarte gestanzt, sondern nur der Vektor unmittelbar vor der Abschnittsgrenze berechnet.

Für die Berechnung des Vektors an der nächsten Stelle der λ -Teilung ist nun aber mit der verbleibenden Restlänge $\lambda - \lambda^* = > \lambda^R$ zu arbeiten. Allerdings müssen wir allgemeiner noch die Möglichkeit berücksichtigen, daß innerhalb eines λ -Abschnittes zwei (oder mehr) a_i -Abschnitte enden. Daher müssen wir bilden $\lambda^R - \lambda^* = > \lambda^R$. Für das Aufstellen der nächsten Abschnittsmatrix wird schließlich in diesem Rechenabschnitt $\lambda^R = > \lambda^*$ gesetzt.

Der Wert λ^R wurde im Abschnitt o) bereits erwähnt. Er gibt dort an, wie weit die Stelle, für die die Karte ausgestanzt wird, vom folgenden λ -Teilungspunkt entfernt ist.

Der Ablauf der weiteren Rechnung ist aus dem Flußdiagramm zu erkennen. Es ist noch zu erwähnen, daß in q e) der Wert $Q^{\alpha,l}$ aus der Rechnung eines der Abschnitte 1 bekannt ist und daß beim letzten Stanzen im Abschnitt x) der Wert $v'^{\mu,r}$ ausgegeben wird.

Im Abschnitt 4.65 wird in einem Beispiel die Steuerung der Ausgabe nochmals erläutert.

4.64 Kartenstapel

Die Reihenfolge der Datenkarten ist nach dem Fortschreiten der Rechnung vom linken zum rechten Trägerende festzulegen. Nach der Hauptkarte folgen die nach der Struktur des Trägers, der Anordnung der Belastung und der gewünschten Schrittweite für die Ausgabe geordneten Karten. Der Kartenstapel schließt mit der Endkarte.

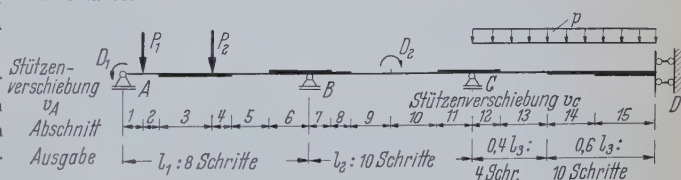


Bild 8. Beispiel für Kartenstapel

Für das Beispiel nach Bild 8 ist der Stapel der Datenkarten wie folgt zu ordnen (frei wählbare Kartennumerierung nur für Sortieren und Kontrollieren):

- Hauptkarte,
- Schrittkarte 101 mit $s = l_1$, $n = 8$,
- Sprungkarte 201 mit $v = v_A$ und $M = -D_1$,
- Abschnittskarte 1,
- Sprungkarte 202 mit $Q = -P_1$,
- Abschnittskarten 2 und 3,
- Sprungkarte 203 mit $Q = -P_2$,
- Abschnittskarten 4, 5 und 6,
- Stützenkarte 301 mit $v = 0$,
- Schrittkarte 102 mit $s = l_2$, $n = 10$,
- :
- Abschnittskarte 13,
- Schrittkarte 104 mit $s = 0,6 \cdot l_3$, $n = 10$,
- Abschnittskarten 14 und 15,
- Endkarte mit Kennzeichen für Variante 2.

4.65 Beispiel für die Steuerung der Karten-
ausgabe

Es sei folgender Kartenstapel vorausgesetzt:

Schrittkarte mit $s = 16$ m, $n = 4$,

Abschnittskarte mit $a_1 = 5$ m,

Sprungkarte,

Abschnittskarte mit $a_2 = 2$ m,

Abschnittskarte mit $a_3 = 2$ m,

Sprungkarte,

Abschnittskarte mit $a_4 = 7$ m.

Die für die Steuerung der Ausgabe wichtigen Werte sind aus der folgenden Aufstellung für den jeweiligen Stand des Rechenablaufes zu ersehen (MM bedeutet Matrizenmultiplikation; es sind nur die Steuerungsabschnitte aufgeführt):

Programm- abschnitt	a_i	a_i^R	λ^*	λ^R	Nume- rierung	Bemerkung
r a)	0	0	0	0	0	
r c)	0	0	4	4	0	
s)	5	5	4	4	0	
u), 1. Teil	5	1	4	4	0	
u), 2. Teil	5	1	4	4	1	{ MM mit $\lambda^* = 4$ und Stanzen
s)	5	-3	4	4	1	
w), 1. Teil	5	-3	1	4	1	{ MM mit $\lambda^* = 1$
w), 2. Teil	5	-3	1	4	1	
w), 3. Teil	5	-3	3	3	1	{ Stanzen
r b) und o)	5	-3	3	3	1	{ mit $\lambda^R = 3$
r c)	2	2	3	3	1	
s)	2	-1	3	3	1	
w), 1. Teil	2	-1	2	3	1	{ MM mit $\lambda^* = 2$
w), 2. Teil	2	-1	2	3	1	
w), 3. Teil	2	-1	1	1	1	
r c)	2	2	1	1	1	
s)	2	1	1	1	1	
u), 1. Teil	2	1	1	1	2	{ MM mit $\lambda^* = 1$ und Stanzen
u), 2. Teil	2	1	4	4	2	
s)	2	-3	4	4	2	
w), 1. Teil	2	-3	1	4	2	{ MM mit $\lambda^* = 1$
w), 2. Teil	2	-3	1	4	2	
w), 3. Teil	2	-3	3	3	2	{ Stanzen
r b) und o)	2	-3	3	3	2	{ mit $\lambda^R = 3$
r c)	7	7	3	3	2	
s)	7	4	3	3	2	
u), 1. Teil	7	4	3	3	3	{ MM mit $\lambda^* = 3$ und Stanzen
u), 2. Teil	7	4	4	4	3	
s)	7	0	4	4	3	
u), 1. Teil	7	0	4	4	4	{ MM mit $\lambda^* = 4$ und Stanzen
u), 2. Teil	7	0	4	4	4	

4.7 Angaben über ein spezielles Programm für
die IBM 650

Das beschriebene Programm wurde für die IBM 650 programmiert. Auf dieser Einadressenmaschine stehen in der benutzten Ausbaustufe 2000 Speicherplätze für Befehle und Daten zur Verfügung. Davon werden für Befehle des Programms rd. 1100 Speicherzellen benötigt, so daß rd. 900 Adressen für das Speichern von Daten verbleiben. Diese sind in dem ausgearbeiteten Programm so eingeteilt, daß ein Durchlaufträger über maximal 10 Felder berechnet werden kann, der durch insgesamt 93 Schritt-, Abschnitts-, Sprung- oder Stützenkarten und durch die Endkarte beschrieben werden kann.

Für die Berechnung eines Durchlaufträgers über 5 Felder mit 44 Abschnitten i wurden für die Berechnung von v , M , Q und 4 Spannungen σ an 68 Stellen rd. 7 Minuten Maschinenzeit gebraucht. Ursache der Beanspruchung waren Gleichstreckenlasten, 8 Einzellasten und 4 plastische Stützenverschiebungen an den Innenstützen. Für eine Einflußlinie des gleichen Trägers betrug die Maschinenzeit rd. 5 Minuten. Die kürzere Rechenzeit wird hierbei durch Überspringen der p -abhängigen Rechnungsabschnitte und durch die Beschränkung der Ausgabe auf Kennzeichen und Ordinate der Biegelinie erreicht.

Bei stundenweiser Vermietung der IBM 650 wird zur Zeit für eine Maschinenstunde eine Gebühr von rd. 300 DM berechnet. Bei dem erwähnten Durchlaufträger würden damit für die Schnittgrößen-, Durchbiegungs- und Spannungsrechnung rd. 35 DM und für die Einflußlinien rd. 25 DM Kosten für die Maschinenbenutzung

entstehen. Die Datenkarten sind, wenn die Werte J_i , a_i und e_i und die Belastung bekannt sind, von angelernten Kräften in etwa einer Stunde zu lochen, zu kontrollieren und zu sortieren.

Ein Vergleich mit den im statischen Büro entstehenden Kosten wird dem Leser überlassen.

Das Programm wurde bereits bei mehreren Brückenberechnungen benutzt. Die Benutzer gewannen bei der Projektbearbeitung viel Zeit; sie begrüßten besonders, daß über die Ausgabestellen für die Ergebnisse unabhängig von der Dateneingabe verfügt werden konnte.

4.8 Erweiterungsmöglichkeiten des beschriebenen Programms

Das beschriebene Programm kann auch zur Nachrechnung von δ_{ik} - und δ_{io} -Werten statischer Berechnungen, die nach dem Kraftgrößenverfahren ausgestellt sind, benutzt werden. Man muß nur ein Endmoment „1“ am Ende eines Feldes eingeben und erhält am Anfang und am Ende des Feldes die Neigungen v' . Sie sind direkt die δ_{ik} -Werte; durch die Addition entsprechender v' -Werte erhält man die Größen δ_{ii} . Bei der Berechnung von Einfeldträgern muß die beschriebene Programm allerdings geringfügig durch einen Sprung vom Abschnitt m auf den Abschnitt $r.e$ (s. Bild 7) abgeändert werden.

Ebenso kann man die Spannungsberechnung für ein ungleichförmiges, lineares Temperaturfeld über den Träger durchführen, indem man die Belastungsglieder als Sprunggrößen v' über den Stützen einführt. Allerdings ist in diesem Fall die berechnete Biegelinie noch durch den statisch bestimmten Anteil zu ergänzen.

Beim Aufstellen des Programms hatten wir vorausgesetzt, daß keine Gerbergelenke, Drehfedern oder Federstützen vorhanden sein sollen. Damit haben wir für die Rechnung folgende Vorteile gegenüber dem selten vorkommenden allgemeineren Trägersystem erreicht:

Nur ohne Drehfedern und ohne Federstützen sind die Matrizen \mathbb{P}^i und \mathbb{F}^i Dreiecksmatrizen. Nimmt man Federn hinzu, sind hier für beachtliche Erweiterungen des Programms (Aufstellen der „Federmatrix“, Erweiterung der Matrizenmultiplikation $\mathbb{Q}^i \cdot \mathbb{P}^i = \mathbb{B}^i$) und des Speicherplatzes für die Feldmatrizen vorzusehen. Außerdem sind die Beziehungen zwischen \mathbb{Q}^a und \mathbb{R}^a durch zusätzliche Rechenoperationen zu vervollständigen.

Nur ohne Gerbergelenke tritt eine einzige Art von Zwischenbedingung auf. Mit Gerbergelenken ist ein Rechnungsgang, wie er für den Übergang über eine Stütze beschrieben wurde, zusätzlich für den Übergang über Gelenke vorzusehen, wobei als neue Unbekannte rechts vom Gelenk die Neigung v' einzuführen wäre.

Diese zusätzlichen Programmteile würden bei der benutzten Maschine den für Daten verbleibenden Speicherraum so verkleinern, daß z. B. der im Abschnitt 4.7 beschriebene Träger nicht mehr mit einmaliger Eingabe der Daten zu berechnen wäre. Vielmehr müßte in diesem Fall das Abspeichern und das Zurückholen der Daten in den Rechenabschnitten c) und p) fortfallen und durch zweimalige Eingabe ersetzt werden. Damit würden nicht nur längere Maschinenzeiten auch zur Lösung der Aufgaben nach 4.1 erforderlich, sondern es müßte auch der Stapel der Datenkarten doppelt vorhanden sein.

Erweiterungen der Aufgabe sind schließlich möglich durch das Einbeziehen von trapezförmigen Streckenlasten und durch das Einbeziehen von Einzellasten und Einzelmomenten in die Abschnittsmatrizen, wie es Falk [4] in Tabelle 1 angegeben hat. Diese Varianten wurden bei dem beschriebenen Programm nicht berücksichtigt, da die Eingabe bei der verwendeten Maschine auf einer Karte nur 8 Daten zuläßt. So hätten für die letztgenannte Erweiterung für die Trägerabschnitte jeweils zwei Karten vorgesehen werden müssen.

Schrifttum

- [1] Walther, A.: Moderne mathematische Maschinen und Instrumente und ihre Anwendung auf Probleme des Stahlbaues. Abhandlungen aus dem Stahlbau Heft 12 (Stahlbautagung München 1952), S. 144/97.
- [2] Rutishauser, H., Speiser, A. und Stiefel, E.: Programmgesteuerte digitale Rechengeräte (elektronische Rechenmaschinen), Mitteilungen aus dem Inst. f. angew. Math. a. d. ETH Zürich, Heft 2, Birkhäuser Verlag Basel 1951 (Sonderdruck aus ZAMP 1951).
- [3] Stiefel, E.: Rechenautomaten im Dienste der Technik und v. Neumann, J.: Entwicklung und Ausnutzung neuerer mathematischer Maschinen. Beide Arbeiten (mit Diskussionsbeiträgen) in: Arbeitsgemeinschaft für Forschung d. Landes Nordrhein-Westf., Heft 45, Westdeutscher Verlag Köln, Opladen 1955.
- [4] Falk, S.: Die Berechnung des beliebig gestützten Durchlaufträgers nach der Reduktionsverfahren. Ing. Arch. 24 (1956), H. 3, S. 216/32.

Unser Verlagsprogramm im Dienst der Technik

Beton- und

Stahlbetonbau

Stahlbau

Bautechnik — Statik

Straßenbau

Brückenbau

Wasserbau

Holzbau

Starkstromtechnik

Elektrotechnik

Fordern Sie bitte unseren Sonderprospekt,
Fachbücher und Fachzeitschriften
für Studium und Praxis

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn
Berlin-Wilmersdorf

HÜTTE

Des Ingenieurs Taschenbuch

HÜTTE II A

MASCHINENBAU (Teil A)

Maschinenelemente · Getriebe (Dreh-
moment-Umformer · Maschinendynamik
Rohrleitungen und Absperrorgane
Energiewirtschaft · Kolbenmaschinen
Strömungsmaschinen · Werkzeugmaschinen
Regelungstechnik

XXVIII, 1292 Seiten, 2024 Bilder, 406 Tafeln
Ganzleinen DM 25,— Leder DM 34,—

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

Zu beziehen durch jede Buchhandlung



HÜTTE

Taschenbuch
für
Betriebsingenieur

BETRIEBSHÜTTE

BAND II · BETRIEB

Fünfte, neu bearbeitete und erweiterte Auflage
XXII, 810 Seiten · 1050 Bilder · 305 Zahlentafeln · DIN A
Leinen 66,— DM · Leder 78,— DM

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Kapitel und den
dazugehörigen Registerseiten sowie einem Stichwortverzeichnis
mit etwa 4500 Stichwörtern

So urteilt die Fachpresse des In- und Auslandes:

... einfach vorbildlich in seiner *Inhaltsfülle*
und *Gestaltung*.
... *kostbares Nachschlagewerk* ...
... *zweckmäßige und würdige Ausstattung* ...

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN · BERLIN

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

Richtlinien für die Durchführung von Bauaufgaben des Bundes im Zuständigkeitsbereich der Finanz-Bauverwaltungen — RBBau —

Herausgegeben vom
Bundesminister der Finanzen
Bonn 1957

Grundwerk DM 3,95
Partiepreise für Abnahme von
15 Expl. je Expl. DM 3,75
50 Expl. je Expl. DM 3,55
Ergänzungs- und Austauschblätter
je Blatt DM 0,06

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

Zu beziehen durch
jede Buchhandlung

AUSFÜHRUNG:

SANDSTRAHLUNGEN · ENTROSTUNGEN · SCHUTZANSTRICHE
AN DER NEUEN NORDERELB- u. BILLHORNER KANALBRÜCKE

MALEREIBETRIEB ANDR. HEICKMÖLLER
HAMBURG 21, HOLST. KAMP 62

Die Hauptträger der Norderelb- und Billhorner Brücke in Hamburg wurden von uns mittels Sandstrahlgebläse entzundert und mit einem dreimaligen Konservierungsanstrich versehen



GEBR. SEEMANN
MALEREIBETRIEB
HAMBURG-FU. · Sa.-Nr. 59 9375



Bauteenschutz

Die erste
Hochstraße Deutschlands
bei Unkelstein a. Rhein
wurde mit
CERINOL-BV
Betonverflüssiger
und
CERINOL-VK
Abbindeverzögerer
hergestellt.



DEITERMANN
CHEMISCHE WERKE DATTELN
Fernruf: Sa.-Nr. 21 87



Für die Montage schwerer Brückenteile ist stets der

DERRICK-KRAN

ein zweckmäßiges Montagegerät

Schmidt-Tychsen Derrick-Kranbau
Hamburg 23

STELLENANGEBOTE

Wir suchen zum sofortigen Eintritt einen

Diplom-Ingenieur als Statiker

für unsere Abteilung Stahlwasserbau
für die Projektbearbeitung und Ausführung.

Schriftliche Bewerbungen mit den üblichen
Unterlagen und Angabe des voraussichtlichen
Eintrittstermins erbeten an

Stahlbau B. SEIBERT G.m.b.H., Saarbrücken 1
Postfach 360/361

Jüngerer Statiker

auch ohne bisherige Praxis, möglichst mit Hochschulaus-
bildung sowie ein

erfahrener Statiker

mit längerer Praxis werden von mittlerem Stahlbaubetrieb
in Württemberg zum baldigen Eintritt gesucht.

Aufgabengebiet: Brücken- und Stahlhochbau.

Bewerbungsunterlagen mit handschriftlichem Lebenslauf,
Lichtbild und Zeugnisabschriften sind einzureichen unter
Nr. 2077 an die Anzeigenabteilung DER STAHLBAU,
Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.

Beilagenhinweis:

Der Inlandsauflage liegt ein Prospekt der Firma

Fritz Ebener, Essen,

bei, den wir unseren Lesern zur Beachtung empfehlen.

Kastenträger-Innenflächen der Norderelbbrücke

konserviert mit

TENAX-Spezial-Lösung AS 366 dick

C. FR. DUNCKER & CO.

HAMBURG 11, Kajen 6 · Tel. 36 26 17

**HÜTTE I****Theoretische Grundlagen**

XXIV, 1668 Seiten, 1409 Bilder, 725 Tafeln
Ganzleinen DM 36,— Leder DM 45,60

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Kapitel und
der zugehörigen Registerseite, sowie einem Stichwort-
verzeichnis mit 7700 alphabetisch geordneten Stichwörtern

HÜTTE IV A
**Elektrotechnik (Teil A)
Starkstrom- und Lichttechnik**

XX, 946 Seiten, 2104 Bilder, 205 Tafeln
Ganzleinen DM 39,— Leder DM 49,—

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Kapitel und
der zugehörigen Registerseite, sowie einem Stichwort-
verzeichnis mit 4000 alphabetisch geordneten Stichwörtern

HÜTTE II A**Maschinenbau (Teil A)**

XXVIII, 1292 Seiten, 2024 Bilder, 406 Tafeln
Ganzleinen DM 25,— Leder DM 34,—

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Kapitel und
der zugehörigen Registerseite, sowie einem Stichwort-
verzeichnis mit 3000 alphabetisch geordneten Stichwörtern

HÜTTE V B
**Verkehrstechnik (Teil B) und
Vermessungstechnik**

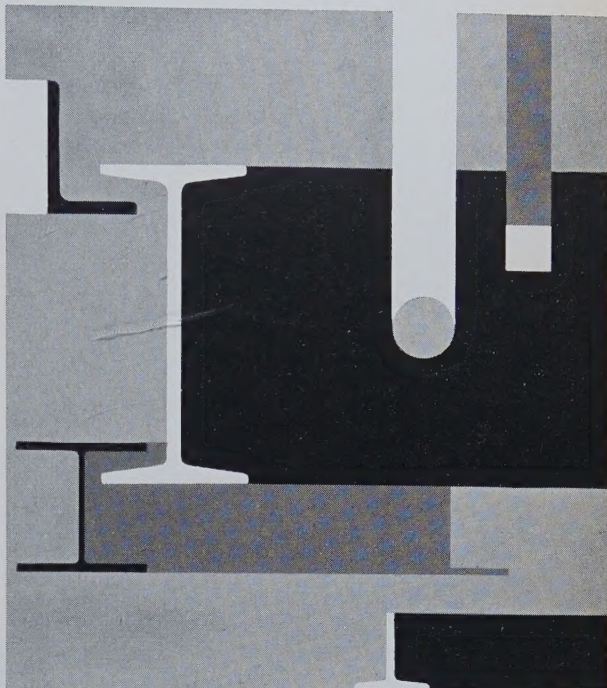
XVI, 588 Seiten, 634 Bilder, 116 Tafeln
Ganzleinen DM 56,—

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Kapitel und
der zugehörigen Registerseite, sowie einem Stichwort-
verzeichnis mit 2000 alphabetisch geordneten Stichwörtern

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN · BERLIN

Bauen mit Stahl



Der moderne Baustil und der Zwang zu größerer Wirtschaftlichkeit führen zur Entstofflichung der Baukörper. Im neuzeitlichen Stahlleichtbau werden massive Pfeiler und dickwandiges tragendes Mauerwerk ersetzt durch wenige, grazile und doch stabile Elemente — durch Bauelemente aus Stahl, die allen Beanspruchungen sicher gewachsen sind.

- Unterrichten Sie sich über fortschrittliche Stahlverwendung im Bauwesen, fordern Sie unsere Merkblätter, die Ihnen kostenlos übersandt werden.



BERATUNGSSTELLE FÜR STAHLVERWENDUNG

Düsseldorf · Kaiserswerther Straße 135

Röchling'sche Eisen- und Stahlwerke

Gesellschaft mit beschränkter Haftung

Völklingen-Saar

Tel. Völklingen 35 — Fernschr. 044-235, 044-236

Aus unserem Lieferprogramm:

**Formstahl,
Stabstahl,
hochwertige
Beton-Bewehrungsstähle
Eisenbahn-Oberbau-Material
Halbzeug
Bandstahl
Walzdraht**

Metallogen
GESELLSCHAFT FÜR SCHWEISSTECHNIK
UND WERKSTOFFSCHUTZ M. B. H.
WATTENSCHIED L. W.

Ein Triumph!

UM 46V
Eine ideale
Metallogen
ELEKTRODE
für die
Abwärtsschweißung

Zugelassen von der Deutschen Bundesbahn für die Güteklassen E 34 z, E 37 z, E 52 z, einschließlich Stehbolzen, sowie für den Brückenbau als E 37 zB u. E 52 zB.

Metallogen
ELEKTRODEN
Einmal erprobt immer gelobt

Wir suchen in verschiedenen Bezirken weitere Fachvertreter und Wiederverkäufer zu günstigen Bedingungen. Anfragen erbitten wir direkt an uns.

WÄLZLAGER IN EISENBAHNWAGEN UND DAMPFLOKOMOTIVEN

50 Jahre Entwicklung
bei der Deutschen Bundesbahn
und ihren Vorgängern

Von Techn. Bundesbahn-Oberinspektor a. D.
ALFRED ILLMANN

und Techn. Bundesbahnamtmann
HANS KURT OBST

VIII, 184 S., mit 177 Bildern und 11 Zahlentafeln.
DIN A 5. Brosch. DM 15,—. Leinen DM 18,—

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

INERTOL

Korrosionsschutz

an den Bauwerken der Wasserstraßen und Häfen, an den Einrichtungen der Werften wie auch an Schiffen und Pontons durch unsere bewährten Schutzanstriche

Wir beraten Sie auf Grund unserer reichen Erfahrung gerne.

FIRMA PAUL LECHLER
STUTTGART UND
GELSENKIRCHEN/BUER

LECHLER
BAUTENSCHUTZCHEMIE

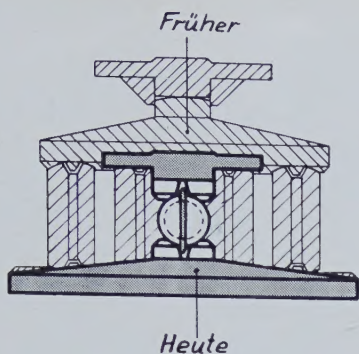
31 01 / 38

Alles für die Lichtbogenschweißung

- ★ **Schweißelektroden**
für Verbindungsschweißungen an unlegierten und niedriglegierten Stählen
- ★ **Spezialelektroden**
für jeden Sonderzweck und alle Materialqualitäten
- ★ **Schweißanlagen**
für alle Ansprüche in Industrie und Handwerk
- ★ **Schweißautomaten**
für verschiedene Schweißverfahren
- ★ **Drehvorrichtungen**
zur Rationalisierung der Hand- und Automaten-Schweißung
- ★ **Ausrüstung und Zubehör**
für Schweißer und Schweißplatz
- ★ **Reparaturdienst / Ersatzteile**

Bitte verlangen Sie
Sonderprospekte

Kjellberg-Esab GmbH
SOLINGEN



Brückenaufleger aus Kreutz-Panzerstahl

Gewichtersparnis: etwa 60%

Bauhöhenersparnis: etwa 40%

Kostensparnis: etwa 50%

Beanspruchung: Hertz'sche Pressung 25 t/cm²

Konstruktive Erleichterung · Rationelles Bauen
Behördlich ausprobiert und anerkannt

FRITZ KREUTZ
Maschinenbau
Eisen- und Stahlveredelung KG

Erkrath bei Düsseldorf
Telefon (8 93 31/32
Fernschreiber Nr. 8 - 58 67 31



Flux ARCOS M

Hochleistungs-Pulver
für die
wirtschaftliche
UP-Schweißung

Kostenlose Muster und Druckschriften durch unsere ARCOS-Dienste oder ab Werk

ARCOS

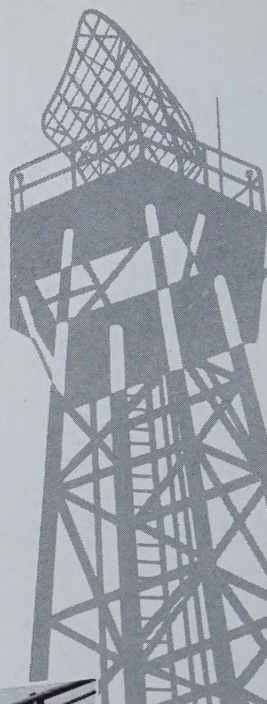
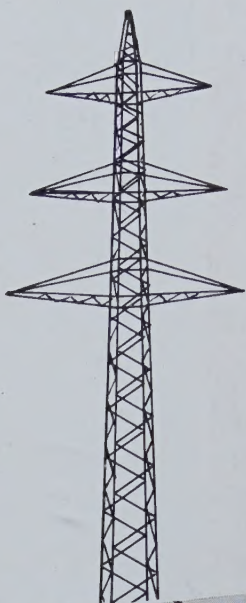
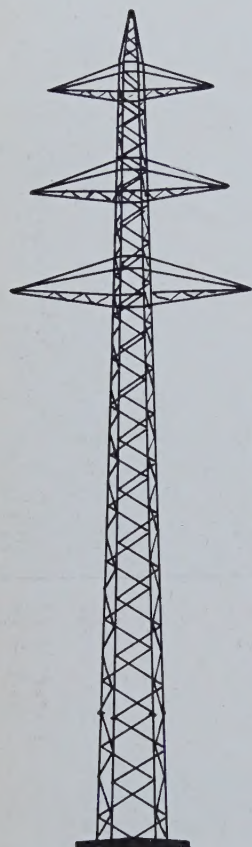


AACHEN

Gesellschaft für Schweißtechnik m.b.H.

Jülicher Str. 122/134 · Tel. 34841/42 · FS. 832/701

Schweiß- und Schneidelektroden · Netzmantel- und Falzdrähte · Transformatoren
Gleichrichter · Schweißautomaten · Ausrüstungen · Balance-Positioner



Das Stahlrohr

besitzt mit seinem runden Querschnitt
besonders günstige statische Eigenschaften.
Seine glatte und verhältnismäßig kleine Oberfläche
ist leicht gegen Korrosion zu schützen.
Daher bewährt es sich für den Bau
von Gittermasten, Radartürmen und dgl.

Wir stehen Ihnen mit unseren Erfahrungen gern zur Verfügung.

PHOENIX-RHEINROHR AG

VEREINIGTE HUTTEN- UND RÖHRENWERKE DUSSELDORF